

ARMIERTER BETON.

1915. JANUAR.

INHALT

Weitgespannte Eisenbetonbalkendächer. Von berat. Ing. Karl Stock V. B. I. (Mannheim). S. 1.
 Neue Versuche über die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger (Wien). S. 5.
 Verwendung von Sandzement und die Bestimmung der Betonmischung auf nordamerikanischen Baustellen. Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi (Graz). S. 11.
 Über die Spannungen und Formänderungen von Körpern, für die das Hookesche Gesetz nicht gilt. Von Dipl.-

Ing. Johannes Petermann (Berlin-Charlottenburg). S. 17.
 Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schober (Dresden). S. 23.
 12. Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton: Einsturz eines Wasserbehälters. S. 25.
 Wirtschaftliche Rundschau: Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetons bei den Bauten der Eisenbahn. (Schluß aus Heft 12, 1914. S. 399.) S. 26.

WEITGESPANNTE EISENBETONBALKENDÄCHER

ausgeführt von Tesseraux & Stoffels G. m. b. H. (Mannheim).

Von Karl Stock, beratender Ingenieur V. B. I. (Mannheim).

Im Sommer 1909 war die Gartenmöbel- und Rolladenfabrik von Beissbart & Hoffmann A.-G. in Mannheim-Rheinau vollständig niedergebrannt. Stehengeblieben waren nur die Fundamente und ein Teil der Umfassungswänden, die jedoch derart gelitten hatten, daß sie noch nachträglich niedergeissen werden mußten.

Diese vollständige Zerstörung der eingeschossigen Fabrikanlage erklärt sich neben den in allen Räumen vorhandenen fertigen und halbfertigen Holzmöbeln und Holzvorräten vor allem durch die Art der abgebrannten Dachkonstruktion. Diese bestand nämlich aus Sheddächern, die vollständig — einschließlich der Stützen — in Holz ausgeführt waren und daher das Übergreifen des Brandes vom Entstehungsherd auf die übrigen Räume außerordentlich begünstigten.

Außer der großen Feuergefährlichkeit hatte die alte hölzerne Sheddachanlage noch einen anderen Nachteil. Die Entfernung der Stützen betrug nur 4—5 m, so daß in den einzelnen Räumen eine große Anzahl von Stützen vorhanden waren, die von der Betriebsleitung als außerordentlich hinderlich empfunden wurden.

Bei dem Wiederaufbau der Fabrik, die wieder als eingeschossiger Hallenbau ausgeführt wurde, waren daher neben anderen Gesichtspunkten vor

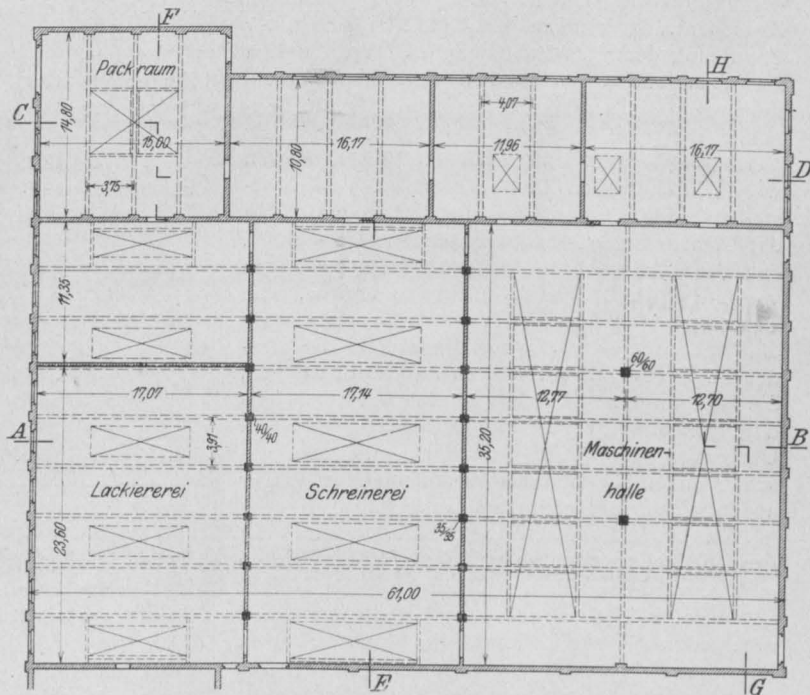


Fig. 1.

allem die folgenden beiden maßgebend. Erstens sollte die Dachkonstruktion möglichst feuersicher sein und zweitens sollten alle Zwischenstützen soweit als möglich vermieden werden. Der ersten Forderung wurde dadurch Rechnung getragen,

daß die ganze Dachkonstruktion mit alleiniger Ausnahme der Oberlichter vollständig in Eisenbeton ausgeführt wurde, und daß man alle Türöffnungen zwischen den einzelnen Räumen durch feuersichere Türen abschloß. Der zweiten Forderung genügte man dadurch, daß man für diese Eisenbetonkonstruktion sehr große Spannweiten wählte. Wie aus dem Grundriß Fig. 1 zu ersehen ist, wurde dadurch erreicht, daß nur in der Maschinenhalle, die eine Grundfläche von 25,47/35,20 m i. L. bedeckt, 2 Stützen vorhanden sind, während alle übrigen Räume, also auch die Schreinerei, mit 17,14/35,20 m i. L., ohne jede Zwischenstütze blieben. Die Spannweiten der Unterzüge in der Schreinerei und Lackiererei betragen daher auch von Mitte Stütze zu Mitte Stütze gemessen 17,40 m.

Es wäre nun naheliegend gewesen, die Haupttragkonstruktion der Dächer als bis zu den Fundamenten durchgehende Rahmen auszuführen und dementsprechend zu berechnen. Da jedoch der Fabrikbetrieb möglichst bald wieder aufgenommen werden sollte, mußte der Wiederaufbau äußerst beschleunigt werden. Als daher die Eisenbetonarbeiten vergeben wurden, war der Wiederaufbau der Umfassungsmauern und der belasteten Zwischenwand beinahe beendet, zum Teil unter Benutzung der alten Fundamente. Da außerdem zum Ausarbeiten der ganzen statischen Berechnung und der Eingabezeichnungen für die Baupolizei nur eine Frist von anderthalb Tagen zur Verfügung stand und auch die Eiseneinlagen wegen ihrer großen Länge sofort nach Maß bestellt werden mußten, so entschloß man sich, an den Anordnungen des bauleitenden Architekten, der keine Rahmen sondern freiaufliegende Balken vorgesehen hatte, nichts mehr zu ändern. Die Unterzüge über Lackiererei und Schreinerei sowie die Nebenträger über der Maschinenhalle wurden daher als durchgehende Träger auf 3 Stützen, die Hauptunterzüge über der Maschinenhalle als durchgehende Träger auf 4 Stützen und die Unterzüge über dem Packraum und den anschließenden Räumen als freiaufliegende Träger auf 2 Stützen berechnet und ausgeführt.

Da man die Dachkonstruktion wegen der großen Spannweiten möglichst leicht halten mußte, wurde von dem Aufbringen irgend einer gesonderten Isolierung Abstand genommen, und man begnügte sich damit, die Dachdecken in Bimsbeton auszuführen, die unverputzt blieben und nur mit einer doppelten Lage Dachpappe abgedeckt wurden. Es zeigte sich auch später, daß dies vollständig genügte, und daß ein Tropfen der Dächer auch bei sehr niedriger Außentemperatur nicht stattfand. Da damals noch sehr wenig über Druckversuche mit Bimsbeton und auch über das Eigengewicht des letzteren bekannt geworden war, hatte die Firma Tesseraux & Stoffels

G. m. b. H. bereits während des Neubaus der Schweineschlachthalle in Köln, den sie kurz vorher ausführte, bei dem Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde Druckversuche mit Bimsbeton ausführen lassen. Das Ergebnis dieser Druckversuche, die im Juli 1909 an unter feuchtem Sand erhärteten Probewürfel von 30 cm Kantenlänge vorgenommen wurden, zu denen Heidelberger Zement, Bimskies aus Neuwied und Rheinkies aus Mannheim verwandt worden waren, ist nachstehend wiedergegeben.

Ergebnisse der Festigkeitsversuche.
(Der Druck wurde senkrecht zur Stampfrichtung ausgeübt.)

Alter der Proben 28 Tage.

Mischungsverhältnis Raumteile	Versuch Nr.	Druckproben (Würfel von 30 cm Seitenlänge). Gedrückte Fläche — 900 qcm.				
		Ge- wicht kg	Raum- gewicht g/ccm	Belastung in kg bei der Riß- bildung	Druckfestig- keit σ_b in kg/qcm bei der Zerstörung	Verhältnis zum Mittel- wert = 100

Mittleres Raumgewicht am zweiten Tage nach
dem Einstampfen $r = 1,778$ g/ccm

1 Zement	1	47,00		Rißbil- dung und	126	88
+ 1½	2	48,55		Zerstö- rung tra-	143	100
Rhein- kies	3	47,40		ten	129	90
+ 3	4	48,85		gleich-	144	101
Bimskies	5	49,50		zeitig ein	173	121
Mittel		48,26	1,785	—	143	—

Mittleres Raumgewicht am zweiten Tage nach
dem Einstampfen $r = 1,975$ g/ccm

1 Zement	1	53,50		Rißbil- dung und	213	110
+ 2	2	52,90		Zerstö- rung tra-	173	90
Rhein- kies	3	53,55		ten	173	90
+ 2	4	53,90		gleich-	202	105
Bimskies	5	53,90		zeitig ein	204	106
Mittel		53,3	1,983	—	193	—

Die Deckenplatten und Unterzüge wurden im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement zu 1½ Teilen Rheinkies zu 3 Teilen Bimskies ausgeführt. Nur die Stützen und Fundamente wurden in reinem Kiesbeton erstellt. In der statischen Berechnung wurde das Eigengewicht des Bimsbetons zu 1800 kg/m³ angenommen und eine größte Druckbeanspruchung des Betons mit 30 kg/cm² und eine Schubbeanspruchung mit 3 kg/cm² zugelassen. Die Nutzlast des Daches wurde ohne Belag mit 125 kg/m² zugrunde gelegt. Auf den Gang der statischen Berechnung selbst einzugehen, dürfte sich erübrigen. Es sei nur noch bemerkt, daß an

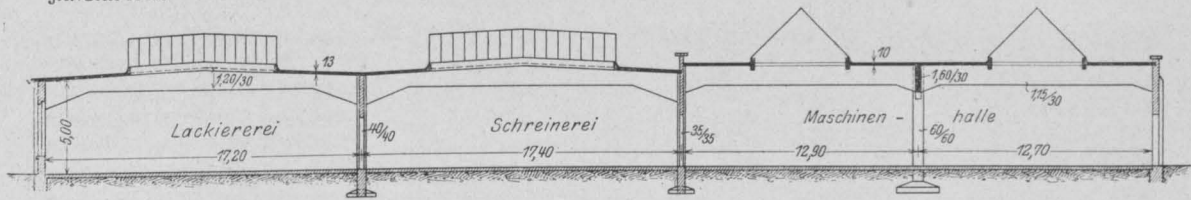


Fig. 2.

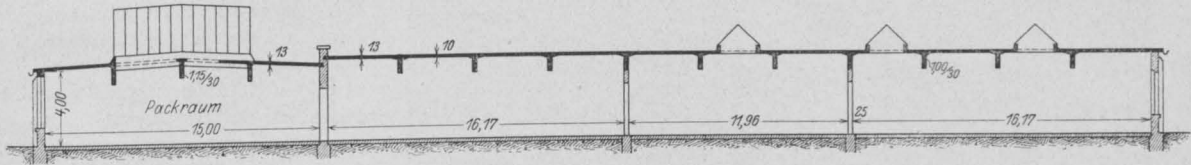


Fig. 3.

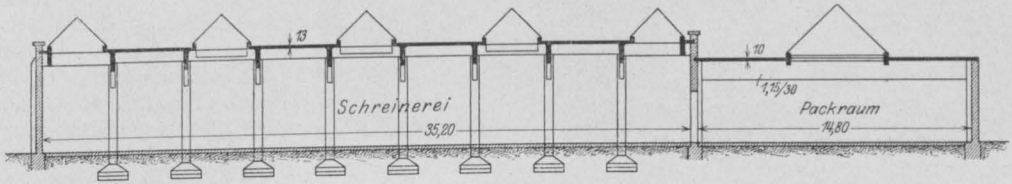


Fig. 4.

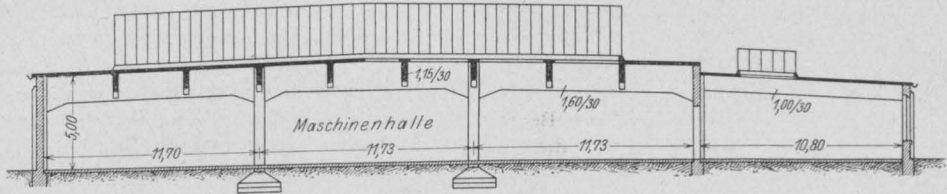


Fig. 5.

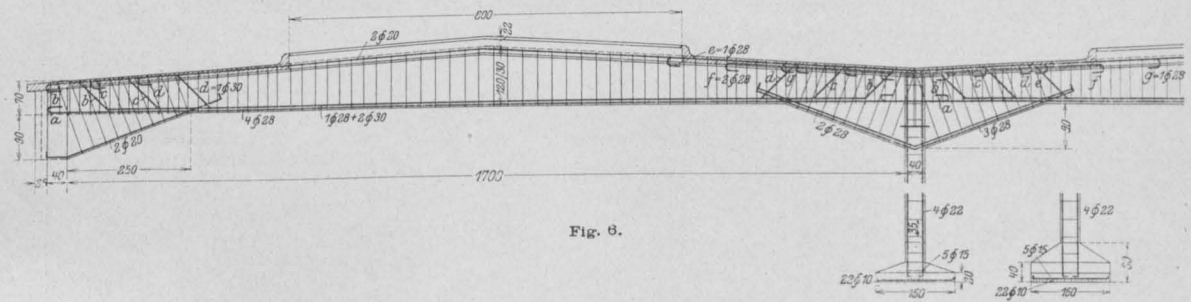


Fig. 6.

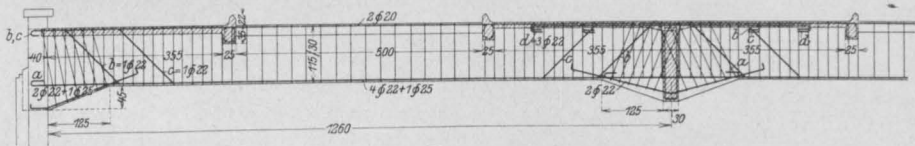


Fig. 7.

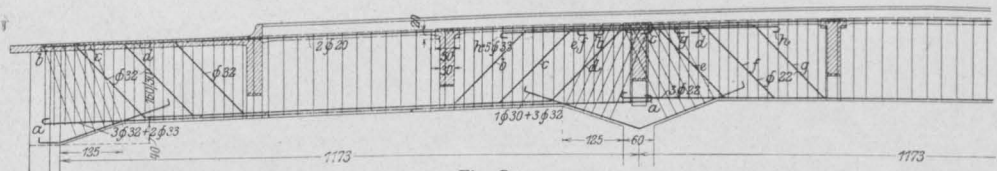


Fig. 8.



Fig. 9.

den Stellen, an denen die Unterzüge unter den Oberlichtern durchgehen, eine anschließende Deckenplatte also nicht vorhanden ist, die Druckzone der 30 cm breiten Balken auf 20 cm Höhe bis auf 50 cm verbreitert wurde. Aus Fig. 8 sowie den Lichtbildern Fig. 9 und 11 ist diese Verbreiterung ersichtlich. Weitere Einzelheiten wie Entfernung und Abmessungen der Unterzüge sowie die Deckenstärken sind aus dem Grundriß Fig. 1 und den Schnitten Fig. 2–5 ersichtlich. Die Abmessungen und Eiseinlagen der Unterzüge der Lackiererei, Schreinerei und Maschinenhalle sind aus Fig. 6–8 zu ersehen. Alle Eiseinlagen, wovon diejenigen der Unterzüge in der Lackiererei und Schreinerei eine Länge bis 19,00 m hatten, wurden in einem Stück angeliefert, so daß Schweißstellen nirgends vorkommen.

Irgend welche Vorkehrungen zur Befestigung von Transmissionen waren an der Dachkonstruktion nicht zu treffen, da alle Maschinen elektrischen Einzelbetrieb erhielten und Motoren und Leitung in Gruben und Kanälen unter dem Fußboden verlegt wurden. Auch die Rohrleitungen der Späneabsauganlage wurden in Betonkanälen unter dem Fußboden verlegt. An der Dachkonstruktion selbst

waren nur die Beleuchtungskörper und Heizrohre befestigt, für die Holzdübel mit einbetoniert wurden. Die Lichtbilder Fig. 9 u. 10 lassen diese Anordnungen erkennen.

Wegen dem verschiedenen Gefälle des Daches über der Maschinenhalle und dem über der Lackiererei und Schreinerei und wegen der verschiedenen Höhenlage dieser Dächer und derjenigen über dem Packraum ergaben sich, wie aus den Schnitten Fig. 2 bis 5 zu ersehen ist, von selbst Trennungsfugen in der Dachhaut. Es entstanden dadurch 4 zusammenhängende Dachflächen, nämlich das Dach über der Maschinenhalle, das Dach über der Lackiererei und Schreinerei, das Dach über dem Packraum und das Dach

über den übrigen Räumen. Jede dieser zusammenhängenden Dachflächen wurde in einem ununterbrochenen Arbeitsgang unter Zuhilfenahme von Nachtschichten betoniert. Es geschah dies nicht nur, weil der Bau sehr eilig war, sondern auch, weil über so weitgespannte Bimsbetonkonstruktionen noch wenig Erfahrungen vorlagen.

Mit dem Ausheben der Fundamente für die Eisenbetonstützen wurde Mitte September 1909 begonnen, und Mitte November 1909 waren die letzten Decken und Unterzüge ausgeschalt.



Fig. 10.

Wegen der großen Spannweite und der ausschließlichen Verwendung von Bimsbeton hatte die Baupolizei eine Probelastung vorgeschrieben, die im Februar 1910, zu einer Zeit, als die Fabrik schon wieder in Betrieb war, vorgenommen wurde. Bei dieser Probelastung wurde ein Deckenfeld ohne Oberlicht zwischen zwei Unterzügen von 17,40 m Spannweite in der Schreinerei auf seine ganze Ausdehnung mit 18 800 kg, d. s. 273 kg/m^2 oder der 2,2fachen Nutzlast belastet. Die Durchbiegung der beiden Unterzüge betrug, nachdem die Gesamtlast 14 Stunden auf der Decke geruht hatte, 1,5 bzw. 1,3 mm. Die Durchbiegung der Decke zwischen den Unterzügen betrug 0,5 mm. Nach der Entlastung ging die Durchbiegung fast vollständig zurück.

Ende November 1914, also 5 Jahre nach Erbauung der Dachkonstruktion, besichtigte der Verfasser dieses dieselbe eingehend, um fest-

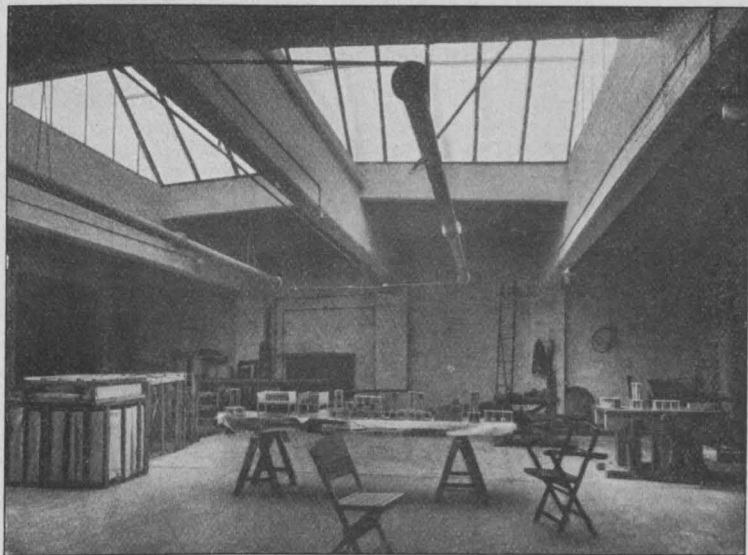


Fig. 11.

stellen zu können, ob sich die Verwendung von Bimsbeton in so großen Abmessungen bewährt habe. Es konnten bei dieser Besichtigung keinerlei Mängel irgend welcher Art weder an den Decken noch an den Unterzügen festgestellt werden.

NEUE VERSUCHE ÜBER DIE TRAGFÄHIGKEIT VON EISENBETONBALKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger (Wien).

In Fortsetzung meiner im Jahre 1912 ausgeführten Arbeiten, über welche in der Schrift „Schubwiderstand und Verbund in Eisenbetonbalken auf Grund von Versuch und Erfahrung“ (Verlag von Julius Springer, Berlin 1913) eingehend berichtet ist, habe ich im Jahre 1913 eine weitere Versuchsreihe ausgeführt, über welche hier in Kürze berichtet wird*).

Beschreibung der Balken (Fig. 1).

Die Balken besaßen eine Länge von 2,70 m, eine Höhe von 32, eine Plattenbreite von 38, eine Plattendicke von 10 cm und eine Rippenbreite an den Köpfen von 16 cm. Die Belastung ertolgte durch 2 Einzellasten in den Drittelpunkten der Spannweite. Die Längsbewehrung sämtlicher Balken bestand je aus 12 Rundeisen von 13 mm Stärke, welche in 4 Lagen zu je 3 Stück im Steg eingebettet waren. Der Gesamtquerschnitt ist ungefähr der gleiche wie jener der Versuchsbalken vom Jahre 1912. Die große Zahl der Stäbe

ist hier gewählt, um den Verbund auch ohne Bügelbewehrung bis zur Erschöpfung der anderen Tragfähigkeitsfaktoren sicherzustellen. Dies ist auch gelungen. Um die Momentenfähigkeit hoch zu halten, ist hochwertiges Eisen von 5000 kg/cm^2 Zugfestigkeit verwendet. In 8 Balken waren die Rippen $b_0 = 16 \text{ cm}$ breit, in 8 Balken $b_0 = 7,5 \text{ cm}$. Diese Breite stellt das Mindestmaß dar, das für die Einbettung der Eisenstäbe als notwendig erachtet wurde. Umhüllung und gegenseitiger Abstand der Eisen betragen hierbei 9 mm. Die Breite des aus 12 Stäben bestehenden Eisenbündels beträgt sonach bei den schmalrippigen Balken 57 mm, die Höhe des Eisenbündels beträgt 58 mm in allen Balken. Die Umhüllung der Eisen erwies sich nach der Ausschallung als vollkommen.

In 2 Balkentypen (Nr. 21 und 22, je 2 breitrippigen und je 2 schmalrippigen) wurden alle 12 Längseisen bis in die Köpfe geführt und dort in entsprechender Verteilung mit Rundhaken verankert. In den Balken Nr. 23 und 24 wurden je 3 Längseisen unter 45° schräg aufgebogen und im Obergurt verankert, in den Balken 25 und 26 sind

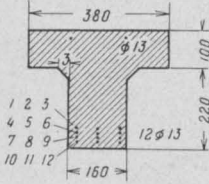
* Vgl. auch Armierter Beton 1913, S. 467 und Zeitschrift für Betonbau 1913, H. 8 u. f.

je 6 Schrägeisen und in den Balken 27 und 28 je 9 Schrägeisen vorhanden. Von der Einlage von Bügeln ist abgesehen, um den Einfluß der Schrägeisen durch die Wirkung der Bügel nicht zu verschleiern.

Herstellung und Erprobung der Versuchskörper.

Diesbezüglich wird auf die eingangs erwähnte Veröffentlichung verwiesen, da die Herstellung

Querschnitt der Balken 21, 23, 25, 27



Querschnitt der Balken 22, 24, 26, 28

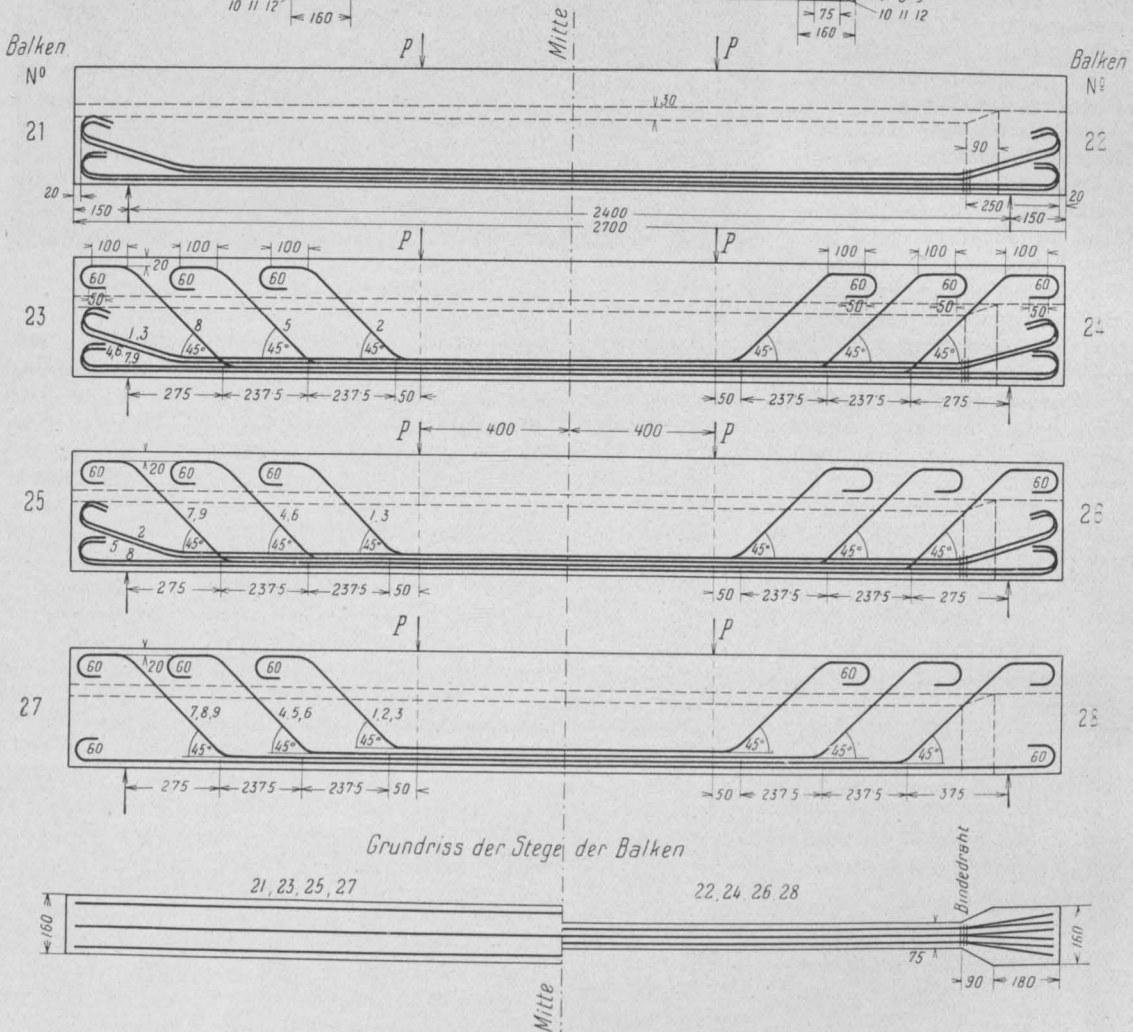
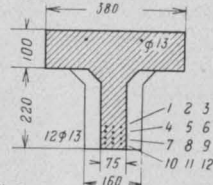


Fig. 1.

Querschnitte und Bewehrungen der Versuchsbalken Nr. 21 bis 28.

Der Zweck der Versuche war die Beantwortung der Einzelfragen: Welchen Einfluß hat die Rippenbreite auf die Größe des Schubwiderstandes (bei verschieden starker Schrägbewehrung) und wie groß ist die höchst erreichbare Schubfestigkeit.

der Versuchsbalken vom Jahre 1912 im wesentlichen die gleiche ist wie jene der hier beschriebenen.

Der Beton bestand aus 1 Volumteil Perlmoser Portlandzement und 4 Volumteilen Donausand

Der Wasserzusatz beträgt etwa 15 Volumprozent und ergab nassen Beton, welcher in die Formen eingegossen wurde. Die Verwendung von Gußbeton war hier mit Rücksicht auf die zahlreichen und nahe beisammenliegenden Eisenstäbe notwendig. Mit der Herstellung der 16 Hauptbalken erfolgte gleichzeitig die Betonierung von 16 Würfeln von 20 cm Kantenlänge in Gußeisenformen und von 8 nicht bewehrten Balken von 10 cm Breite, 15 cm Höhe und 120 cm Länge. Alle Arbeiten vollzogen sich für 8 Balken a, umfassend je ein Stück 21 bis 28 am 23. und für 8 Balken b am 28. April 1913 auf dem großen Hofe der Technischen Hochschule in Wien. Die Erprobung begann am 12. Juni und wurde im mechanisch-technischen Laboratorium unter meiner Leitung ausgeführt. Das Alter der Probekörper betrug 45 bis 50 Tage. Beobachtet wurden: die Rißbildung, die Durchbiegungen und die Höchstlasten.

Prüfung des Betons und Eisens.

Die gleichzeitig mit den Balken a hergestellten Würfel und Biegeproben (letzere berechnet nach Navier mit $\sigma_B = M : \frac{1}{6} b h^2$) ergaben folgende Festigkeiten:

$$\sigma_{wd} = 297, 299; 333, 317; 282, 296; 271, 254,$$

im Mittel 294 kg/cm²,

$$\sigma_B = 45,1; 50,9; 46,9; 44,8,$$

im Mittel 46,9 kg/cm².

Bei den Balken b:

$$\sigma_{wd} = 220, 221; 242, 250; 262, 247; 259, 245,$$

im Mittel 243 kg/cm²,

$$\sigma_B = 35; 46,6; 40,9; 42,3,$$

im Mittel 41,2 kg/cm².

Je 2 nebeneinanderstehende Ziffern beziehen sich auf Würfel, welche zu gleicher Zeit eingegossen wurden.

Die 10 Eisenproben ergaben:

Durchmesser 12,80–12,96 mm,
im Mittel 12,87 mm,

Streckgrenze 3290–3630 kg/cm²,
im Mittel 3480 kg/cm²,

Zugfestigkeit 4990–5390 kg/cm²,
im Mittel 5130 kg/cm²,

Dehnung 24,0–30,0 ‰, im Mittel 28 ‰,

Einschnürung 45,0–60,0 ‰, im Mittel 56 ‰.

Rißbildung.

Die Zugrißbildung wurde beobachtet bei den rechnermäßigen Eisenspannungen ($n = 15$, Vernachlässigung der Betonzugzone) von

$$\sigma_e = 720 \text{ bis } 950 \text{ kg/cm}^2,$$

im Mittel 860 kg/cm² bei $b_0 = 7,5 \text{ cm}$,

$$\sigma_e = 930 \text{ bis } 1130 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{im Mittel } 1010 \text{ kg/cm bei } b_0 = 16 \text{ cm}.$$

Die Risse in den äußeren Balkendritteln, (Schubrisse, Hauptzugrisse) wurden beobachtet bei rechnermäßigen Schubspannungen von

$$\tau_0 = 11,3 \text{ bis } 17,2 \text{ kg/cm}^2, \text{ im Mittel } 14,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Brucherscheinungen und Tragfähigkeiten (Fig. 2 bis 5).

Die Balken 21a, 22 und 23 brachen bei Erweiterung der schiefen Risse, welche sich, von den Stempellasten ausgehend, in den äußeren Balkendritteln bildeten. In einem Balkenkopf des Balkens 21b entstand unter der Höchstlast ein wagerechter Riß, der den Bruch einleitete. Die primäre Bruchursache der erstgenannten Balken sind die Hauptzugkräfte, jene des Balkens 21b die wagerechte Schubkraft.

Die Balken 24, 26 und 28 zeigen in den Stegen eine Zerdrückung des Betons in der Richtung der Drucktrajektorien, ähnlich wie bei Säulen. In Balken 24 ist diese Erscheinung nicht voll ausgeprägt, dagegen in den Balken 26 und 28 sehr deutlich. Die Bruchursache ist zweifellos das Zerdücken des Stegbetons. Das bei einigen Balken beobachtete Zerspalten der Köpfe erfolgte beim Abfallen der Lasten. Die Balken 25 und 27 erreichten die Höchstlast mit der Streckgrenze der Längseisen.

Höchstlasten und Bruchspannungen.

	Bruch			σ_b	σ_e	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$	τ_0
	Ur- sache	P in t	P in t Mittel				
21 { a	S	11,83	10,69 {	152	2450	0,71	30,1
b	H (S)	9,55		123	1970	0,57	24,2
22 { a	S	5,69	6,07 {	73	1170	0,34	30,6
b	S	6,45		82	1340	0,38	34,8
23 { a	S	14,80	14,75 {	191	3020	0,86	37,8
b	S	14,70		189	2990	0,86	37,4
24 { a	S	13,24	12,45 {	171	2750	0,79	71,7
b	S (H)	11,66		150	2410	0,69	63,1
25 { a	M	18,12	18,06 {	234	3770	1,08	46,1
b	M	18,00		232	3730	1,07	45,9
26 { a	D (K)	14,66	14,86 {	189	3050	0,88	79,5
b	D (K)	15,06		194	3120	0,89	81,5
27 { a	M	17,26	17,63 {	223	3580	1,03	44,0
b	M	18,00		232	3730	1,07	45,9
28 { a	D (K)	16,36	16,28 {	211	3400	0,98	88,7
b	D (K)	16,20		209	3370	0,97	87,9

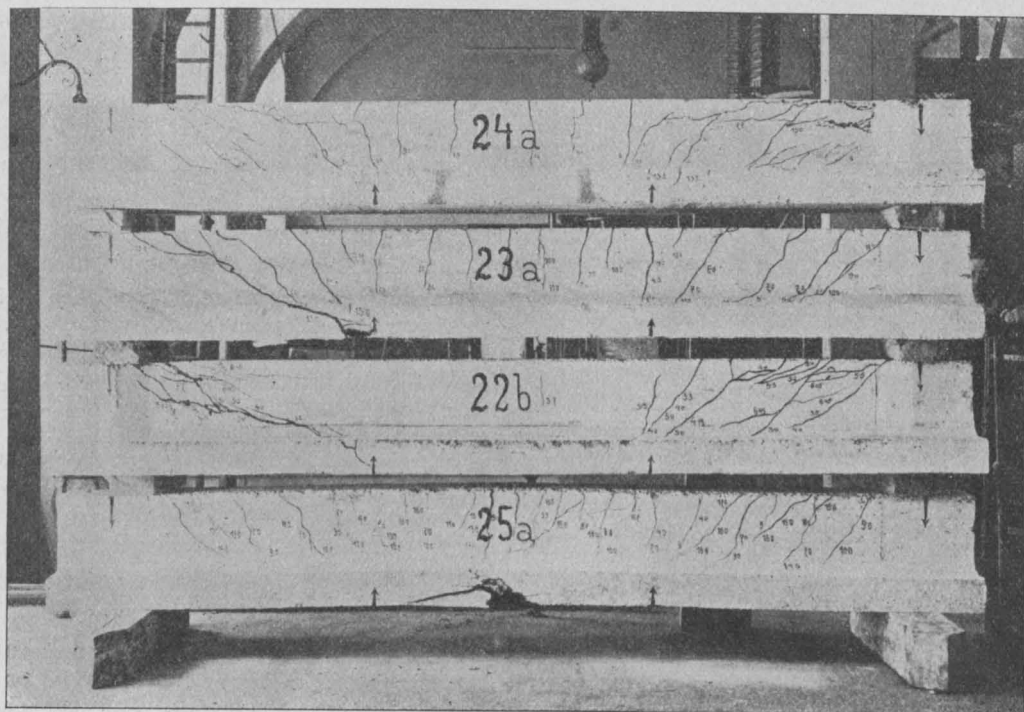


Fig. 2.

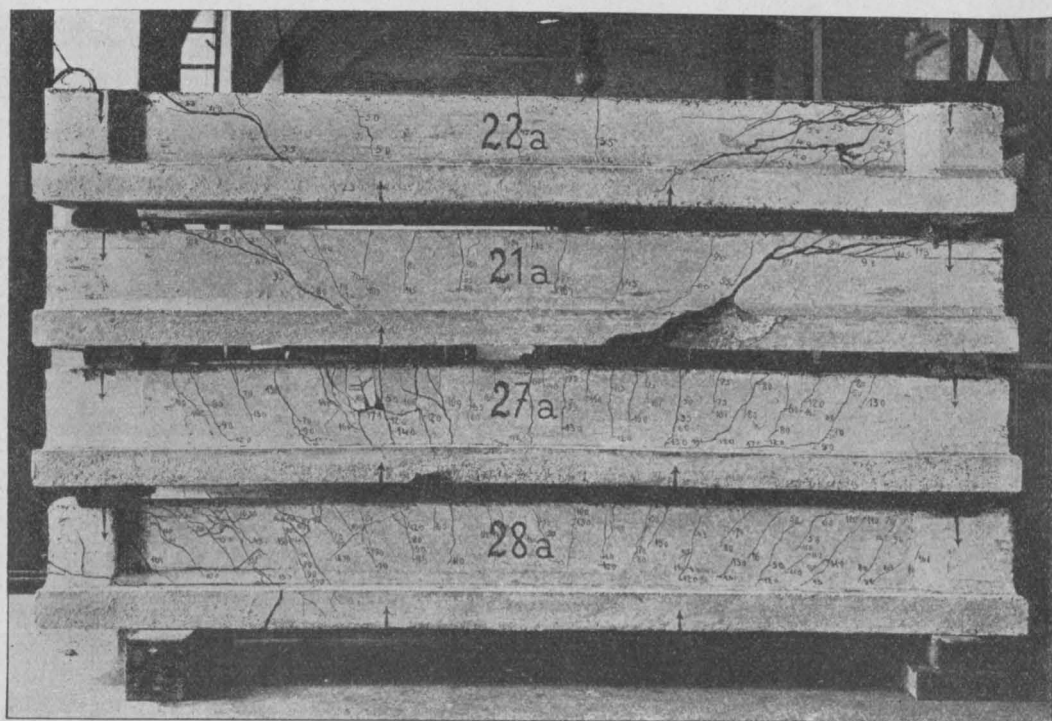


Fig. 3.

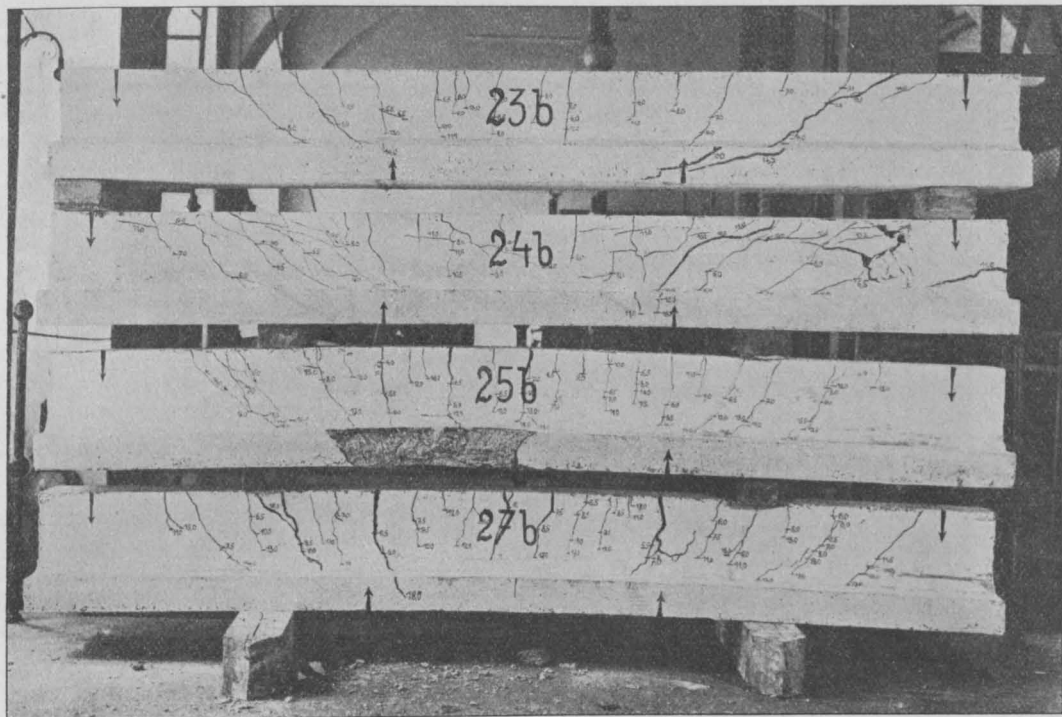


Fig. 4.

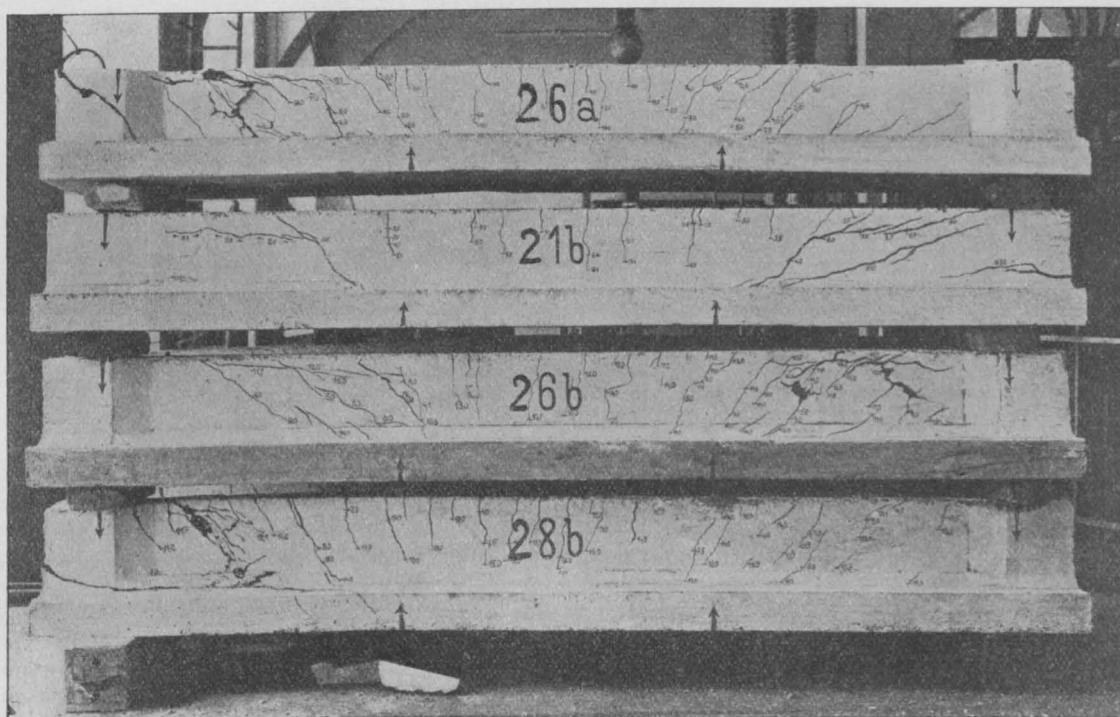


Fig. 5.

In der Tabelle bedeuten:

- S die Bruchursache durch Schrägrisse (Hauptzugkräfte),
 D den Bruch durch Zerdrückung des Betonesteges (Hauptdruckkraft),
 H den Bruch durch wagerechte Kopfrisse,
 K das Zerspalten der Balkenköpfe und Zerstörung des Verbundes,
 M den Bruch im mittleren Balkendrittel durch Überschreiten der Streckgrenze der Längseisen infolge der Biegemomente.
 Die eingeklammerten Buchstaben bedeuten sekundäre Brucherscheinungen.
 σ_s bedeutet die nachgewiesene Streckgrenze der Längseisen,
 σ_e die rechnermäßige Zugspannung der Längseisen,
 σ_b desgl. in der Betonrandfaser und
 τ_0 die Schubspannung nach der Formel

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 h_0},$$

worin Q die größte Querkraft, b_0 die Stegbreite und h_0 den Hebelarm der Innenkräfte bedeutet.

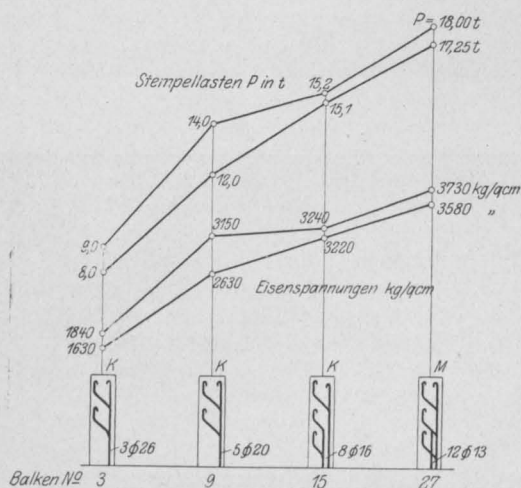


Fig. 6.

Höchstlasten und Eisenspannungen bei verschiedener Zahl und Dicke der Eisenanlagen.

Folgerungen.

Einen lehrreichen Aufschluß über den Einfluß der Stärke der Längseisen bieten die Balken 3, 9, 15 (Versuche aus dem Jahre 1912) und 27 (aus dem Jahre 1913). Sämtliche Balken haben die gleiche Form und Größe sowie annähernd gleich kräftige Längsbewehrung ohne Bügel. Nur die Stärke und Anzahl der Stäbe ist verschieden (Fig. 6).

Balken 3 ist mit 3 ϕ 26, Balken 9 mit 5 ϕ 20, Balken 15 mit 8 ϕ 16 und Balken 27 mit 12 ϕ 13 mm Längsstäben bewehrt. Die Balken 3, 9 und 15

zerbrachen infolge Zerspaltens der Köpfe (K) Balken 27 durch Überwindung des Eisenzugwiderstandes im mittleren Drittel (M). In den erstgenannten Balkentypen erwies sich der Verbund als unzureichend, im letztgenannten Balkentypus er-

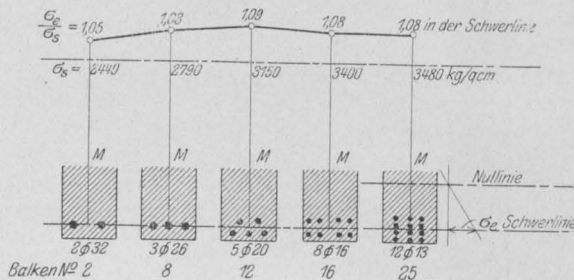


Fig. 7.

Im Verhältnis zur Streckgrenze erreichte höchste Eisenspannungen.

reichte die Tragkraft die höchstmögliche Grenze. Bemerkenswert sind hierzu die Abb. 129, 136 und 127 aus der eingangs erwähnten Schrift; aus denselben geht der Einfluß der Bügel bei den

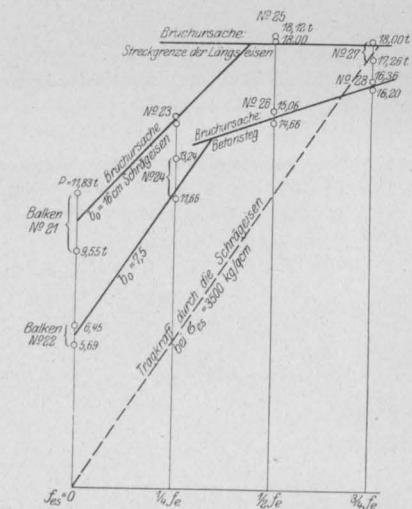


Fig. 8.

Anteile des Stegbetons und der Schrägeisen am gesamten Schubwiderstand.

verschiedenen Längseisenstärken hervor; der Einfluß hört bei den 13 mm starken Längsstäben vollständig auf, da die Höchstlast schon bei den bügellosen Balken durch die Streckgrenze der Längseisen erreicht wurde, eine weitere Steigerung also nicht möglich ist.

Den Einfluß der Anordnung und Lage der Längsstäbe auf den Widerstand der Zugzone zeigt die Fig. 7. Sämtliche dargestellten Balken erreichen die Höchstlast durch Überwindung der Streckgrenze (M). Die Streckgrenzen der

cement, silica-cement, blended sand-cement, Tufacemert etc.). Die Verwendung des Sandzementa entspringt dem in den Vereinigten Staaten immer deutlicher hervortretenden Bestreben, bei der Durchführung großer, kostspieliger Bauwerke die etwas zu starren Bauvorschriften und Regeln teilweise auszuschalten und die zulässigen Grenzen der Ökonomie durch mehr oder weniger umfangreiche experimentelle Vorarbeiten und Forschungen fallweise festzulegen, ein Schritt, der in seiner

Bedeutung sehr hoch angeschlagen werden muß. Als Bauingenieur und Nichtchemiker muß sich Verfasser darauf beschränken mitzuteilen, was er an Ort und Stelle beobachtet und erfahren hat, und beabsichtigt nur zu zeigen, inwieweit es gewagt wurde, von den herkömmlichen Methoden der Betonbereitung abzuweichen.

Ein Gemenge von Portlandzement und gemahlenem Traß bzw. Tuff (Puzzolan-Erde) wird in Europa schon seit vielen Jahren auf Wasserbauten zur Betonbereitung verwendet.

In den Vereinigten Staaten wurden Patente auf den „Silica-Zement“, d. i. auf eine Mischung

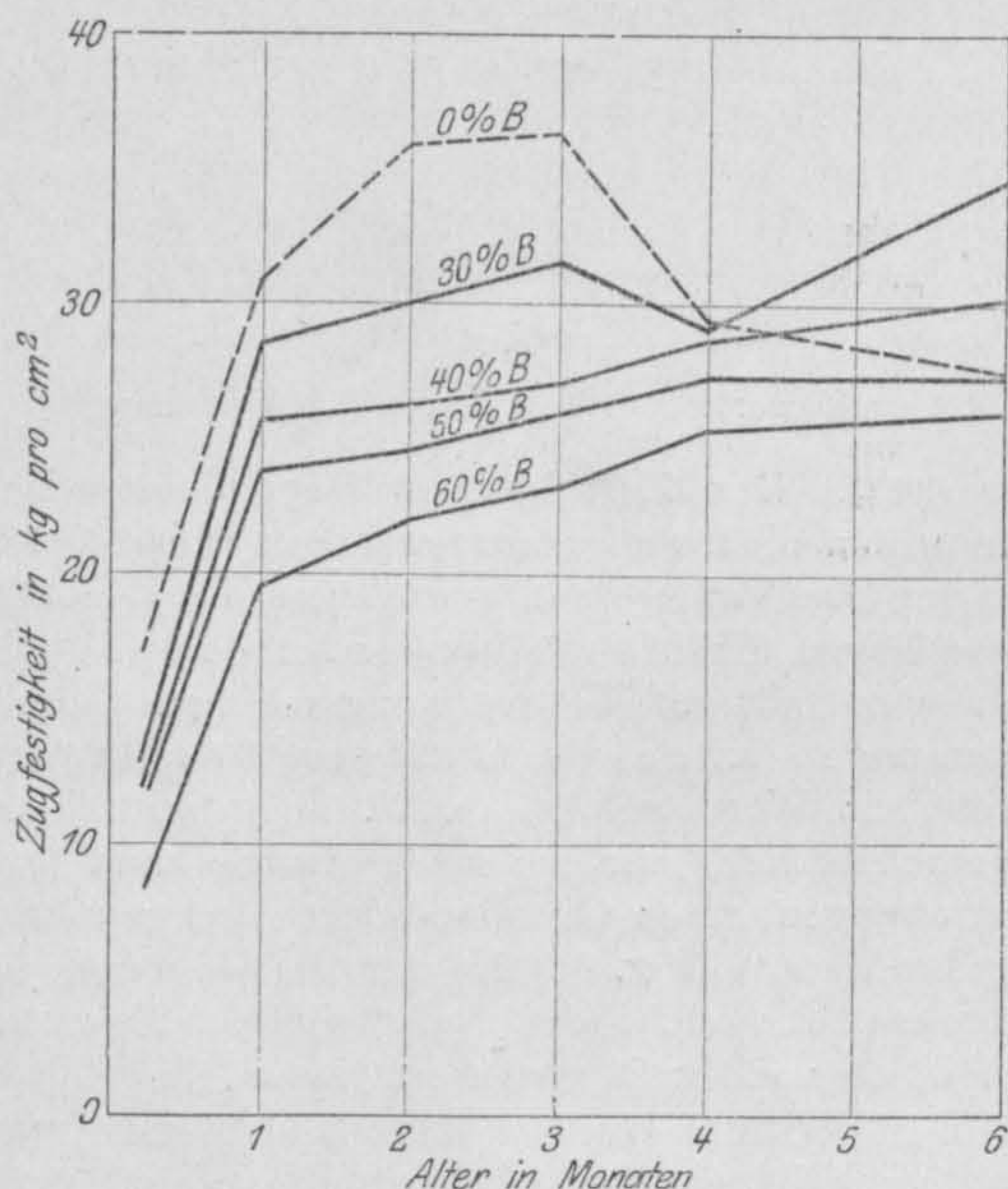


Fig. 1.

Zugfestigkeit von Basalt-Zement-Mörteln mit verschiedenem Gehalt an Basaltpulver (% B).

von Portlandzement und Gesteinspulver im Jahre 1893 einem Mr. Frederic L. Smith und im Jahre 1897 dem Kapitän W. M. Mc Clay, damaligem Mitglied des New Yorker Dockbau-Departements, erteilt. Als späterer Präsident der Glen Falls Portland-Cement Co. brachte Mr. Mc Clay sein Produkt auf den Markt. Silicazement wurde auch tatsächlich beim Bau eines Mississippidammes in St. Paul, Minn. verarbeitet, konnte sich jedoch infolge seines hohen Preises dem Portlandzement gegenüber nicht behaupten.

Die große wirtschaftliche Bedeutung des Silica-Cementes für den Betonbau im halb erschlossenen amerikanischen Westen erkannt zu haben, ist das Verdienst der Ingenieure des U. St. Reclamation-Service in der Bauleitung der Wasserleitung von Los Angeles. Auf den Baustellen der großen Staudämme des U. St. Reclamation

Service wird vor Baubeginn mit allen in Betracht kommenden Zuschlagsmaterialien experimentiert und auf empirischem Weg festgelegt, wie weit in der Ökonomie gegangen werden darf. Man scheut nicht die Kosten der Einrichtung chemischer Laboratorien und betraut nur Chemiker von anerkannter Urteilsfähigkeit mit Durchführung der Versuche; man zieht aber auch aus den Versuchsergebnissen unbedenklich die Konsequenzen und spart dort, wo es sich lohnt, mit dem Portlandzement in einer Weise, die bei uns in Europa Bedenken erregen würde.

Unter den vielen experimentellen Untersuchungen, welche auf westamerikanischen Baustellen der Verwendung von Sandzement vorangingen, seien einige der wichtigsten im folgenden angeführt:

Beim Bau des Engle-Dammes (Bewässerungsanlage des U. S. Reclamation-Service am Rio Grande-Fluß in Neu-Mexiko) kamen als Zusatzmaterialie in Betracht: Basalt, Granit und Sandstein, alle drei Gesteinssorten in der Nähe der Dammbaustelle anstehend. Der Engle-Damm hat eine Gesamthöhe von 86 m, eine Kubatur von 375 000 m³ Betonmauerwerk und zählt zu den größten vom staatlichen Meliorationsdepartement errichteten Mauerwerksdämmen. Nach Untersuchung zahlreicher Mörtelproben unter Anwendung verschiedener Mischungsverhältnisse von Portlandzement und fein zerriebenem Gesteinspulver entschied man sich für den Sandstein. Die chemische Analyse des Sandsteines hatte ergeben: 80,62 % Kieselsäure, 8,42 % Tonerde, 3,54 % Eisenoxyd, 0,86 % Calciumoxyd, 0,65 % Magnesiumoxyd, 3,49 % Natriumoxyd, 2,01 % Glühverlust, 0,38 % unbestimmbar. Die Festigkeitseigenschaften der Mörtel aus Zementen mit verschiedenem Basaltgehalt gehen aus der graphischen Darstellung einer Serie von typischen Versuchsergebnissen in Fig. 1 hervor. Der verwendete El-Toro-Portlandzement war von großer Feinheit, sodaß 90 % ein Sieb mit 6180 Maschen pro cm² (Sieb # 200 nach der Nomenklatur in den amerikanischen Vorschriften) passierte. Bemerkenswert ist das Abfallen der Zugfestigkeit des reinen Zementmörtels nach dem dritten Monat; die Festigkeitskurve der Sandzementmörtel steigt allmählich an und erreichen die 50 proz. Sandzementmörtel nach sechs Monaten angenähert dieselbe Festigkeit wie die reinen Zementmörtel. Das Abnehmen der Festigkeit des Portlandzementmörtels nach dem dritten Monat wird auf Materialspannungen zurückgeführt, welche infolge Abbindens der größeren Zementpartikelchen auftreten (Mr. Henry Spackman in Eng. News 1912). Leider sind zur Zeit meines Besuches keine Resultate von Druckfestigkeitsproben vorgelegen. Man scheint überhaupt den Druckfestigkeitseigenschaften des Zementes und Zementmörtels eine wesentlich ge-

ringere Beachtung zu schenken, als dies in Europa der Fall ist. — Das Laboratorium an der Baustelle war zur Vornahme der wichtigsten qualitativen und quantitativen Analysen und zur Durchführung von Zugfestigkeitsversuchen ausgestattet. Zu den Pflichten des Chemikers und seiner Assistenten gehörte während des Baues die regelmäßige Vornahme der Prüfung von Zement, Baumaterialien und Heizmaterialien, die Überwachung des Sandzement-Mühlenbetriebes und die Regelung des Mischungsverhältnisses der Beton-Zuschlagstoffe auf Grund von Siebanalysen und Dichtigkeitsversuchen.

Beim Bau des Lahontandammes (37 m hoher, erdgeschütteter Staudamm der staatlichen Truckee-Carson-Bewässerungsanlage im westlichen Nevada) waren zur Herstellung der Überläufe, Entnahmehohre, Leitwände in den Leerlaufkanälen, des Sturzbeckens usw. 31 900 m³ Stampfbeton und 25 000 m³ Eisenbeton einzubringen. Im Laboratorium experimentierte man sowohl mit Zement und Sandzement als auch mit den Beton-Zuschlagstoffen und mit den Erdschüttungsmaterialien. Von den beiden zur Erzeugung von Sandzement verfügbaren Materialien Basalt und Silt schien sich letzterer besser zu bewähren. Die chemische Analyse des Siltes ergab etwa 50 % Kieselsäure, 13 % Tonerde, 12 % Kalk, 12 % Fe₂O₃, Spuren von Magnesia.

Beim Bau des 105 m hohen, betonierten Arrowrock-Staudammes der staatlichen Bewässerungsanlage Boise in Idaho wird der Sandzement durch Vermengen von 60 % Portlandzement und 40 % gemahlenem Granit hergestellt. Das Gemenge passiert eine Serie von Zylindermühlen und erhält eine solche Feinheit, daß 90 % ein Netz von 6180 Maschen pro cm² passieren. Der Zementverbrauch beim Bau dieses Dammes beläuft sich auf 85 000 Tonnen und erspart man durch die Verwendung des Sandzementes an Stelle des reinen Portlandzementes rund eine Million Mark.

Am lebhaftesten diskutiert und heftig angefochten wurde in den Kreisen amerikanischer Zementfabrikanten die Verwendung von Tuff-Zement beim Bau der Wasserleitung von Los Angeles in Kalifornien.*) Die Wasserleitung zählt in vieler Hinsicht zu den interessantesten und bedeutendsten Bauwerken der letzten zehn Jahre. Das 400 km lange Gerinne ist für 11 m³/sek. bemessen. Es führt von einer Wasserfassung am 37. Breitengrad im wüsten, abflußlosen Becken des Owensflusses südwärts, den steilen, stark zertalten Osthang der Sierra Nevada entlang, quert die Mojawewüste, durchsetzt den Hauptkamm der ostwestlich streichenden Coast Range als 8 km langer Drucktunnel und endigt in einem Stau-becken von 43 Millionen m³ Stauinhalt. Das Bauwerk

umfaßt u. a. 22 km Syphonleitungen aus Eisenbeton und aus Stahl unter Druckhöhen bis zu 250 m und 45 km betonverkleidete Tunnels. Bei dem Gesamtbedarf des Baues an Zement per 250 000 Tonnen verwandelte sich die Energie, mit welcher die Bauleitung ihren Standpunkt in der Zementfrage vertrat, in eine Ersparnis von etwa 2 Millionen Mark.

Die Anregung zur Verwendung von Tuff-Portlandzement ging aus von Mr. Lippincott, dem Assistant-Chief-Engineer des Baues. Dieser Herr hatte bereits seit dem Jahre 1903 mit verschiedenen Tuffzementen experimentiert und die Bedeutung der aufgeschlossenen Kieselsäure im Zuschlagstoff erkannt. In seinem Auftrag wurden die Tufflager längs der Baulinie der Wasserleitung erforscht und man fand drei Lager von Tuffen, welche in ihrer Zusammensetzung dem deutschen Traß ähneln. Ein Lager befindet sich bei Haiwee in der Nähe alter Lavaströme; das Gestein ist körnig, geschichtet und enthält etwas Glimmer. Ein zweites und drittes Lager entdeckte man in der Nähe erloschener Krater am Nordfuß der Coast Range. Der Tuff von Fairmont umschließt stellenweise Flußgeschiebe, der Tuff von Monolith hat in manchen Teilen des Lagers granitöide Struktur und enthält Flintknollen. Die chemische Analyse der Tuffe ergab im Mittel folgende Resultate: Fairmont-Tuff (Mitte des Steinbruches): 1,29 % SiO₂, 71,36 (Fe₂O₃ + Al₂O₃), 16,15 Fe₂O₃, 2,86 CaO, Spur MgO, 0,116 SO₃, 3,22 Glühverlust; Monolith-Tuff: 2,5 % SiO₂, 68,26 (Fe₂O₃ + Al₂O₃), 17,10 Fe₂O₃, 2,60 CaO. — Die Tufflager haben eine Mächtigkeit von 30 Metern und darüber. Eine Mischung von 25 % Tuff und 75 % Kalk ergab im Mörtel 1:3 folgende Zugfestigkeiten: Nach 7 Tagen 2,8 kg/cm², 28 Tagen 5,6 kg/cm², 3 Monaten 5,0 kg/cm², 6 Monaten 16,0 kg/cm². Die Proben lagerten während der ersten 4 Wochen in Dampf und weiterhin unter Wasser.

Festigkeitsversuche mit Portlandzementmörteln und Tuffzementmörteln wurden unter der Leitung des Zement-Chemikers Mr. E. Duryee in den Materialprüfungslaboratorien der Bauverwaltung vor Baubeginn in großer Zahl angestellt und während des Betriebes von Tuffmühlen und Zementfabrik täglich vorgenommen. Die Zusammenstellung der Versuchsergebnisse bildete einen Teil der von den Mühlenbetriebsleitungen regelmäßig verfaßten Rechenschaftsberichte. Das umstehende Diagramm Fig. 2 gibt die mittleren Resultate der im Betriebsjahre 1911 angestellten Zugversuche. Kurve 1 bringt die arithmetischen Mittel von 150 000 Zugversuchen des Materialprüfungslaboratoriums von Philadelphia mit verschiedenen Portlandzementmörteln zur Darstellung, und Kurve 2 die korrespondierenden Versuche der Bauleitung mit dem Portlandzement aus ihrer eigenen Fabrik in Monolith. Die Zemente in den

*) Siehe „Armierter Beton“, Heft 7, Juli 1914.

Mörteln der Kurve 3 und 4 bestanden aus gleichen Volumteilen Tuff und Portlandzement der Fabrik Monolith. Bemerkenswert ist das Abfallen der Zugfestigkeitskurve 2 (Portlandzementmörtel Marke Monolith) nach dem ersten Monat unter die Zugfestigkeiten des Tuffmörtels, trotz der feinen Mahlung des Portlandzementes. Es liegt die Annahme nahe, die Verschiedenheit im Verhalten der beiden Mörtel auf das Übermahlen der Portlandzement-Komponente in der Tuffmühle zurückzuführen. Die große Zugfestigkeit der Tuffzementmörtel ist insbesondere im Kanalbau eine sehr erwünschte Erscheinung. — Das elastische Verhalten des mit Tuffzement bereiteten Betons prüfte man durch Belastungsversuche an armierten Betonplatten. Die Platten waren 1,8 m breit, hatten eine freie Spannweite von 3,5 m und wurden durch Aufbringung einer gleichmäßig verteilten Wasserlast zum Bruch gebracht. Die mit Tuffzement herge-

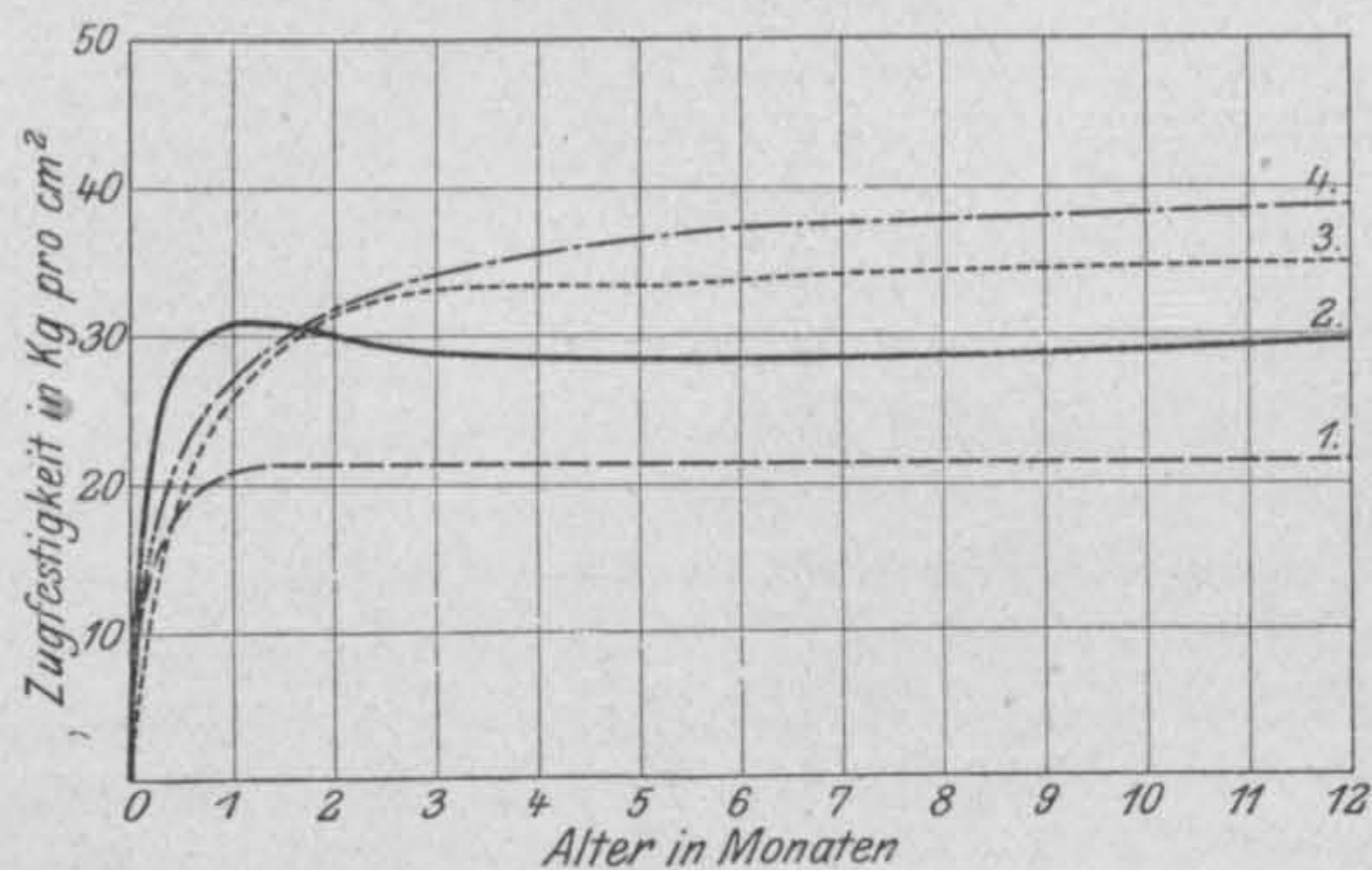


Fig. 2.

Vergleichende Darstellung der Zugfestigkeiten von Tuffzement-Mörteln und von Portlandzement-Mörteln.

stellten Platten erwiesen sich biegsamer als die Platten aus Portlandzementbeton. Hervorgehoben wurde von der Bauleitung, daß der Tuffzement in allen über einen Zeitraum von 4 Jahren sich erstreckenden Versuchen stets die Kochprobe („boiling test“) bestand. Man erklärte diese Tatsache als Beweis für die restlose Bindung des Kalkes durch die aufgeschlossene Kieselsäure des Zuschlagstoffes.

Auf die umfassenden Versuchsergebnisse gestützt, benutzte man den Tuffzement zur Herstellung der unter Wasserdrücken von 0 bis 24 m stehenden Eisenbeton-Syphons, zur Verkleidung der Tunnels und zur Betonierung von Boden und Seiten der überdeckten Kanalstrecken. Das Mischungsverhältnis des Syphon-Betons betrug 1 Teil Tuffzement auf 2 Teile Sand und 4 Teile Schotter. Der zur Verkleidung der offenen Kanalstrecken benutzte Tuffzement erhielt 75% Tuff und 25% Portlandzement. In kaltem und heißem Wetter erwies sich der Tuffzementbeton empfindlicher als der Portlandzementbeton. Er bindet langsamer ab und zeigt leichte Kontraktionserscheinungen,

welche gegebenenfalls zu inneren Spannungen führen können. Aus diesem Grunde eignet er sich besser zur Herstellung massiver Bauteile als zur Betonierung hoher, dünner Mauern. Infolge der langsameren Erhärtung des Tuffbetons müssen die freitragenden Konstruktionsteile etwas länger in Schalung bleiben. Aus diesem Grunde betoniert man die Eisenbetonplatten über den abzudeckenden Kanalstrecken mit Portlandzementbeton.

Soweit sich Verfasser durch eigenen Augenschein davon überzeugen konnte, hat der Tuffzementbeton ein auffallend dichtes Gefüge und war frei von Schwind- und Temperaturrissen. Es haben sich auch bei den heikelsten, aus Tuffzementbeton hergestellten Objekten, den Syphons, keinerlei Anstände ergeben. An einem einzigen Druckrohr bildete sich ein kreisförmiger Haarriß, der sich jedoch bald nach der Füllung des Rohres von selber schloß.

Der künftigen Entwicklung des Sandzementverfahrens in den Vereinigten Staaten kann man nur mit großem Interesse entgegensehen, denn sie bedeutet für den gesamten Betonbau erhöhte Ökonomie.

Beton: Die Mischung des Betons erfolgt auf den nordamerikanischen Baustellen im allgemeinen aus denselben Gesichtspunkten wie in Europa. Trotzdem gibt es einige recht wesentliche Unterschiede zwischen den dortigen und den hiesigen Gepflogenheiten. Man duldet größere Prozentsätze von sogenannten Verunreinigungen, Lehm, Ton usw., in den Zuschlagstoffen Sand und Schotter, als dies bei uns der Fall ist, auf Grund vorhergegangener Festigkeitsversuche. Als entscheidend betrachtet man meist die Ergebnisse der Zugfestigkeitsversuche. Der Beton bleibt auch im Wasserbau sehr oft unverputzt; dafür ist man bestrebt, den Beton an sich wasserdicht zu machen, indem man der richtigen Bemessung des Mischungsverhältnisses Sand-Kies-Schotter größere Aufmerksamkeit schenkt. Auf vielen großen Bauten wird dieses Mischungsverhältnis nicht von vornherein festgelegt, sondern von Zeit zu Zeit, je nach der Beschaffenheit des Magerungsmaterials abgeändert. Daß der Beton fast immer naß eingebracht wird, ist allgemein bekannt und wer Gelegenheit gehabt hat sich in seiner Praxis beider Verfahren zu bedienen, wird zweifelsohne der amerikanischen Gepflogenheit zuneigen. Im folgenden seien charakteristische Beton-Bereitungsverfahren und Beton-Verarbeitungsverfahren verschiedener Bauleitungen kurz angeführt.

Beim Bau des Rooseveltdammes in Arizona (Salt-River-Bewässerungsanlage des U. St. Reclamation Service, 123 m Kronenlänge, Höhe 83 m über Flußsohle, 240,000 m³ „rubble masonry“, Felsblöcke eingebettet in Beton), erfolgte die

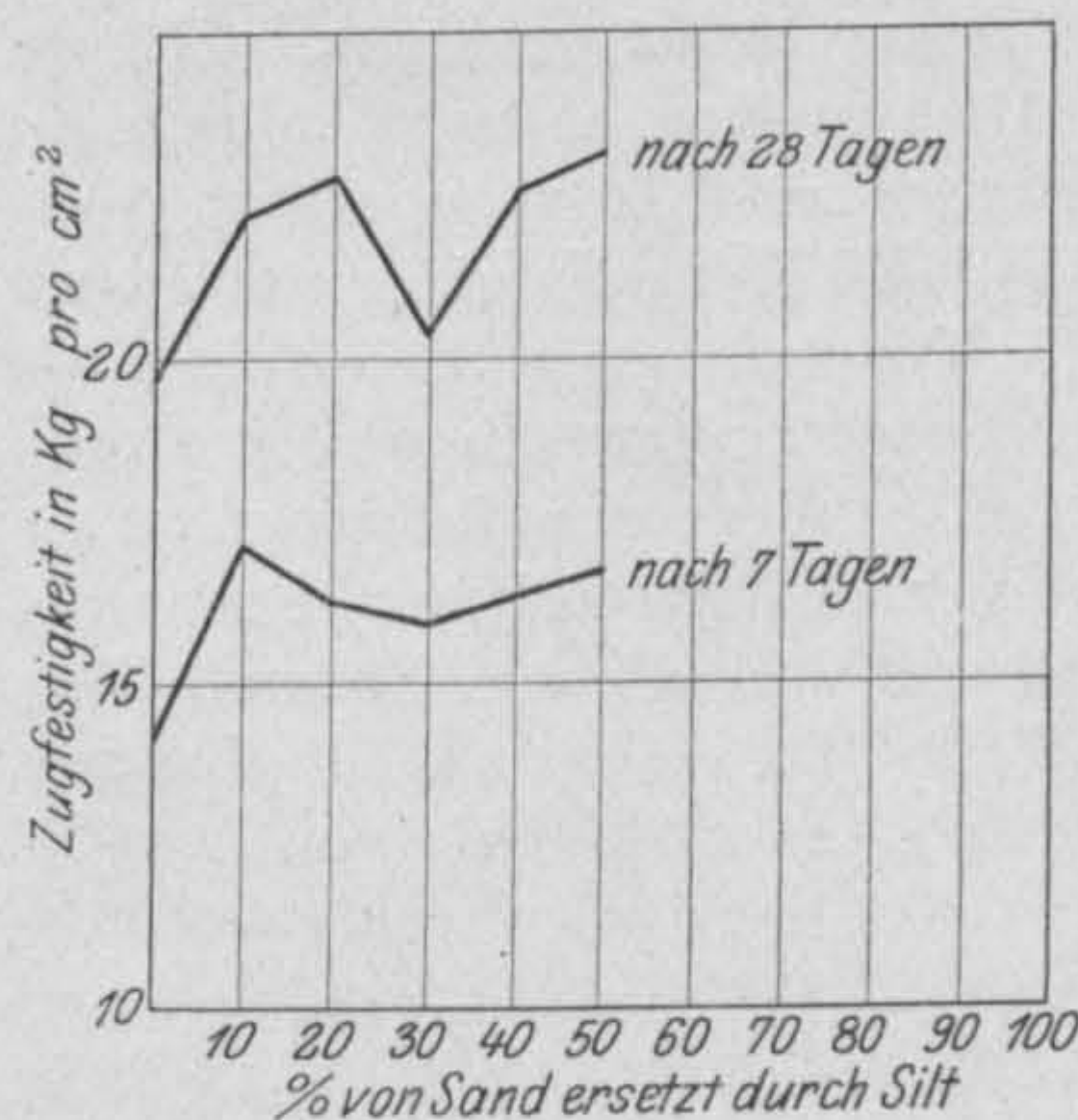


Fig. 3.

Zugfestigkeiten von Portlandzement-Mörteln mit silthaltigem Sand.

Mischung des Betons im Verhältnis $1:2\frac{1}{2}:4$; der Sand hatte ein Sieb von 6 mm Maschenweite und der Schotter ein Sieb von 5 cm Maschenweite zu passieren. Der Zement wurde von der Bauleitung in eigener Regie an der Baustelle erzeugt. Sand- und Schottermaterial waren tonhaltig und ergaben die Zugfestigkeitsversuche mit Zementmörteln im Mischungsverhältnis $1:3$ die folgenden Resultate:

% Ton	Gewicht des Tones	Gewicht des Sandes	Gewicht des Zementes	Zugfestigkeit in kg/cm² nach		
				7 Tagen	28 Tagen	56 Tagen
0	0	750,0	250	8,3	17,6	21,9
6	45,0	705,0	250	15,8	26,6	30,2
8	60,0	690,0	250	19,0	24,6	—
10	75,0	675,0	250	17,0	27,3	—
15	112,5	637,0	250	16,0	21,3	—
20	150,0	600,5	250	11,0	19,7	—

Auf Grund dieser Versuche duldete man einen Tongehalt von 10 %.

Die Eisenbetonarbeiten in Verbindung mit dem Lahontan-Staudamm, Nevada, wurden bereits eingangs, im Abschnitt über Sandzement, erwähnt. — Die Mischung des Betons erfolgte mit wenigen Ausnahmen im Verhältnis 1 Teil Sandzement auf 9 Teile Zuschlagsstoffe. Das verfügbare Sandmaterial war mit 20 und mehr Prozenten von Silt vermischt, einem Süßwassersediment von großer Feinheit. 20 bis 40 % dieses Siltes passierten ein Sieb von 6180 Maschen pro cm². Trocken und lose eingerüttelt hatte das Material etwa 30 % Poren; mit Wasser angemacht und zu Probe-

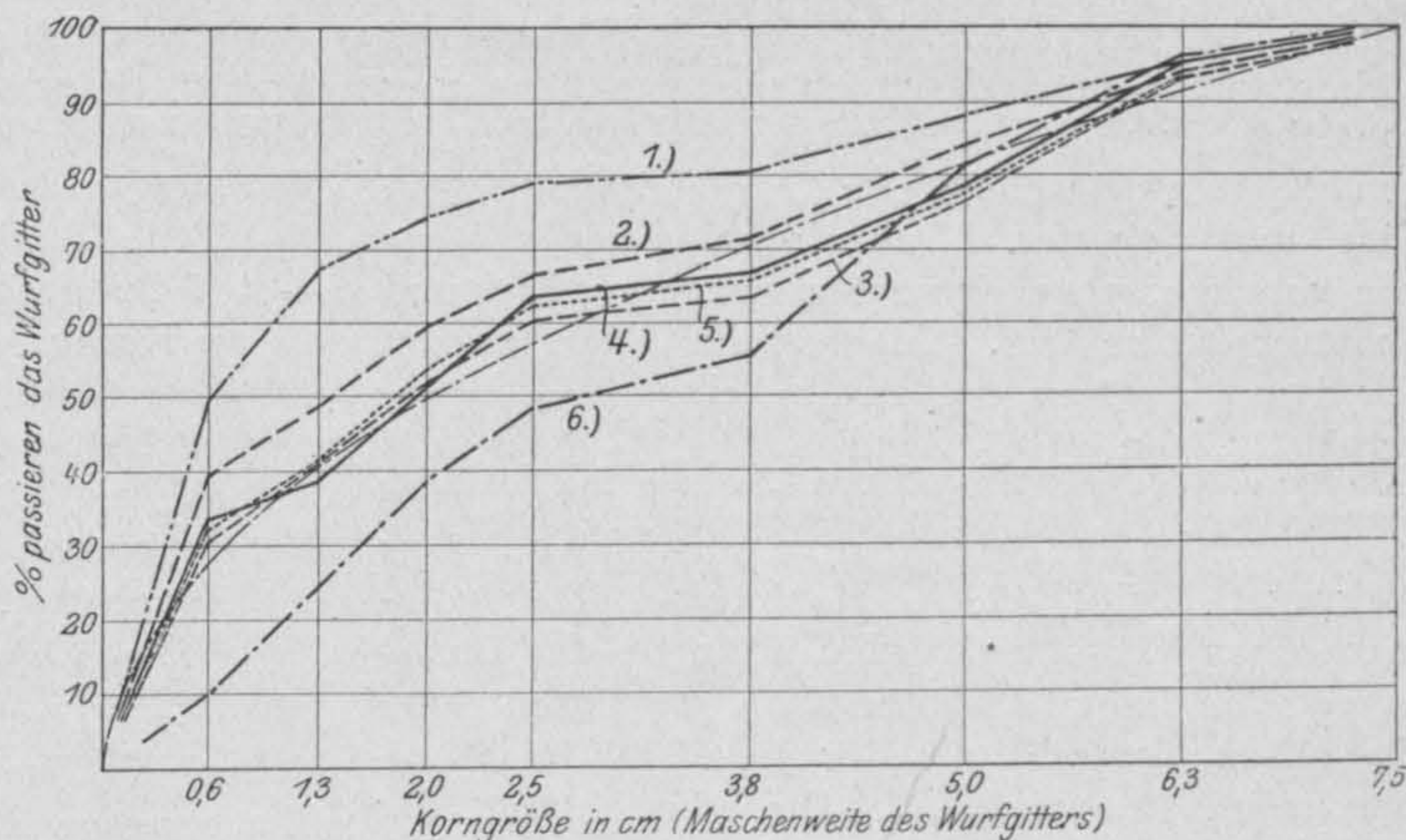


Fig. 4.

Ergebnis volumetrischer Versuche mit verschiedenen Mischungsverhältnissen von Sand, Kies und Schotter.

(Korngröße des Sandes < 6 mm, des Kieses > 6 mm < 25 mm, des Schotters > 25 mm.)

1.	50 % Sand	30 % Kies	20 % Schotter;	Volumen	1,214 m³
2.	40 % "	27 % "	33 % "	"	1,045 "
3.	31 % "	30 % "	39 % "	"	1,038 "
4.	34 % "	30 % "	36 % "	"	1,045 "
5.	30 % "	33 % "	37 % "	"	1,045 "
6.	10 % "	39 % "	51 % "	"	1,122 "

Parabel: Kurve der günstigsten Kornzusammensetzung (0,0 % Hohlräume).

körpern verarbeitet besaß es nach 7 Tagen eine Zugfestigkeit von $1,1$ kg/cm², nach 28 Tagen $1,4$ kg/cm² und nach 3 Monaten $1,5$ kg/cm². Seiner chemischen Beschaffenheit nach bestand es zu 70 % aus fein zerriebenem Sand und zu 30 % aus tonigen Bestandteilen. (Siehe das im ersten Abschnitt dieses Kapitels angeführte Analysenresultat.) Die Versuche betreffend Verwendung des Siltes zur Herstellung von Sandzement wurden bereits an früherer Stelle erwähnt. Eine weitere Reihe von Versuchen bezweckte die Erforschung der Tauglichkeit des Siltes als Zuschlagstoff im Betonaggregat. Es zeigte sich, daß ein Siltgehalt bis zu 25 % des Sandvolumens eine günstige Wirkung auf die Festigkeitseigenschaften des Betons ausübt. Die feinsten Bestandteile des Siltes verbinden sich chemisch mit dem Zement und schützen den Beton bis zu einer gewissen Grenze vor der zerstörenden Einwirkung alkalihaltigen Grundwassers. Eine Reihe von Versuchsergebnissen ist in nebenstehender Fig. 3 wiedergegeben. Bei der Verarbeitung eines sehr nassen Betons bildet sich auf der freien Oberfläche des gegossenen Betonkörpers eine feine, unabgebundene Haut aus Ton, Zement, Ca(OH)_2 und etwas krystallisiertem CaCO_3 . Arbeitsgrenzen sind daher wenn möglich zu vermeiden. — Zur Ermittlung der vorteilhaftesten Korngröße für Sand, Kies und Schotter experimentierte man mit Materialien aus einer größeren Anzahl von Leih-

gruben und entschied sich für die Wahl eines Siebes von 6 mm Maschenweite zur Trennung von Sand und Kies und eines Wurfgitters von 25 mm Maschenweite zur Trennung von Kies und Schotter. Das Ergebnis einer Serie von volumetrischen Versuchen mit Sand, Kies und Schotter ist in Fig. 4 dargestellt. Man ersieht aus dem Diagramm, daß sich bei einem Mischungsverhältnis von 31 % Sand auf 30 % Kies und 39 % Schotter das Polygon der Korngrößen sehr eng der idealen Parabelkurve anschmiegt. Das Aggregat ergibt 3,79 % Hohlräume. Die volumetrischen Versuche wurden während des Baues in regelmäßigen Zeitintervallen wiederholt und das Mischungsverhältnis der jeweiligen Materialbeschaffenheit angepaßt. Die Einrichtung der Meßkisten unter den Materialdeponien bei der Mischanlage wurde bereits bei der Schilderung des Lahontandammes beschrieben. Die Wasserabsorptionsversuche zeigten, daß der Siltgehalt des Sandes die Porosität des Betons auf ein Minimum reduziert und der resultierende Beton praktisch wasserdicht ist.

Auch beim Bau des Strawberrydammes in Utah (staatliche Bewässerungsanlage Strawberry) wurde das Mischungsverhältnis der Zuschlagstoffe je nach den Ergebnissen der volumetrischen Versuche abgeändert; dafür wurden selbst die Eisenbetonobjekte aus einem recht mageren Beton hergestellt. Der Strawberrydamm ist ein Erdamm von 21 m Höhe mit Eisenbetonkernmauer. Die 60 bis 30 cm starke Kernmauer blieb unverputzt. Die Eisenbetonobjekte an den verschiedenen Wasserfassungen waren im Mischungsverhältnis 1:7 hergestellt. Bemerkenswert ist die vorzügliche Beschaffenheit der unverputzten Tunnelverkleidung in dem 6 km langen Wasserentnahmetunnel. Trotz des mageren Mischungsverhältnisses 1:10 und der nicht unbedeutenden Wasserführung des durchörterten Gebirges waren zur Zeit der Begehung des Tunnels durch den Verfasser weite Strecken des Tunnelinnern vollständig trocken.

Mit großer Sorgfalt hat man auch beim Bau der beiden hohen, bereits erwähnten Betondämme, des Engledammes (Neu-Mexiko) und des Arrowrockdammes (Idaho), das Mischungsverhältnis der Zuschlagstoffe bemessen, hingegen mit dem Zement gespart. Beim Engledamm (Kronenlänge 360 m, Gesamthöhe 86 m, 375 000 m³ Betonmauerwerk) besteht der Beton aus 1 Teil Sandzement auf 3 Teile Sand und 6 Teile Schotter. Er wurde naß eingebracht und mit Felsblöcken

von Gewichten bis zu 3,5 t gespickt. Beim Arrowrockdamm (198,6 m Kronenlänge, Maximalhöhe 105 m, 424 000 m³ Beton) beträgt das Mischungsverhältnis 1 Teil Sandzement auf 2½ Teile Sand, 5 Teile feineren Schotter und — 4 Teile groben Schotter (zwischen 5 cm und 10 cm Korngröße). Nachdem der Sandzement zu 40 % aus Granitpulver und zu 60 % aus Portlandzement besteht, kommt bei diesem Beton 1 Teil Zement auf 18,4 Teile Magerungsmittel. In den Beton wurden Felsblöcke mit Gewichten bis zu 9 t eingebettet.

Der Beton zur Herstellung des 19 km langen Eisenbetongerinnes im Tietondistrikt der staatlichen Yakima-Bewässerungsanlage wurde im Mischungsverhältnis 1:10 hergestellt. Das Gerinne verläuft an einer steilen Lehne im Anschnitt und wurde aus fertigen Segmenten von 60 cm Länge erbaut. Das Gerinne hat eine Wandstärke von 10 cm, kreisförmigen, oben offenen Querschnitt und ist durch seitlichen Erddruck beansprucht.

Wenn man den Laboratoriumsbetrieb und die Betonbereitung auf großen amerikanischen Baustellen gesehen hat, kommt man zu der Einsicht, daß der zuweilen kritisierte amerikanische Wagemut vielfach nur in dem Mut besteht, bedeutende Summen in gewissenhaften, umfangreichen Voruntersuchungen anzulegen, um dann auf Grund der Versuchsergebnisse die geologischen Eigenheiten der Baustelle in weit höherem Maße auszunützen als dies bei uns geschieht. Bei unseren Damm- und Wasserleitungsbauten könnte manche runde Summe gespart werden, ohne das Gewissen der Bauleitung zu belasten. Man vergleiche etwa die Mischungsverhältnisse beim Bau der Wiener Hochquellleitung mit denen beim Bau der 400 km langen, Gebiete mit gewaltigen Temperaturschwankungen durchquerenden Wasserleitung von Los Angeles.

Es wäre im Interesse des Fortschrittes wünschenswert, wenn unsere Bauleiter in ihren Veröffentlichungen über ausgeführte Bauarbeiten ihren Erfahrungen mit dem Zement, mit verschiedenen Betonzuschlägen und sogenannten Verunreinigungen einen breiteren Raum einräumen würden als dies gewöhnlich geschieht. Dieser rein empirischen Seite des Betonbaues gegenüber entwickelt der durchschnittliche amerikanische Bauführer ein lebhafteres Interesse als der europäische; er schärft damit auch sein Urteil und wird anpassungsfähiger.

ÜBER DIE SPANNUNGEN UND FORMÄNDERUNGEN VON KÖRPERN, FÜR DIE DAS HOOKESCHE GESETZ NICHT GILT.

Von Dipl.-Ing. Johannes Petermann (Berlin-Charlottenburg).

Einleitung.

Für die Beziehung zwischen Spannung und Dehnung sind für Körper, die dem Hooke'schen Gesetz nicht folgen, schon um die Mitte des vorigen Jahrhunderts, ja schon in der ersten Hälfte des 18. Jahrhunderts Gesetze aufgestellt worden. Diejenigen von ihnen, die ihrer verhältnismäßig einfachen Form wegen für die praktische Verwertung allein in Frage kommen, sind:

das Potenzgesetz $\epsilon = \alpha \sigma^m$,

aufgestellt von Bülffinger 1729, Hodgkinson 1822 und v. Bach-Schüle 1897;

das Hyperbelgesetz $\epsilon = \frac{\sigma}{a - b \sigma}$,

aufgestellt von Cox 1850, von Lang 1896, und

das Parabelgesetz $\sigma = \alpha \epsilon - \beta \epsilon^2$,

aufgestellt von Hodgkinson 1849 und von Hartig 1893.

Über die auf Grund dieser Gesetze ermittelten Beziehungen zwischen Randspannung und Moment sind eine Reihe von Abhandlungen erschienen, von denen die wichtigsten sind die von Carling (Potenzgesetz), Franke, Weiske (Hyperbelgesetz) und Haberkalt (Parabelgesetz). Sie beziehen sich teils auf homogenes, teils auf nichthomogenes Material — Beton mit Eiseneinlagen — und geben durchweg, soweit sie eine Lösung auf exaktem Wege suchen, Rechnungsverfahren an, die ihrer Umständlichkeit wegen einen Weg in die Praxis bisher nicht gefunden haben. Eine Ermittlung der Randspannung unmittelbar aus dem gegebenen Moment ist danach nicht möglich; fast jeder der genannten Autoren geht in der Weise vor, daß er für einen gewählten Spannungs- oder Dehnungswert nach oft recht langen Zwischenrechnungen das zugehörige Moment ermittelt, dafür Tabellen aufstellt und diese zur Bestimmung der durch ein gegebenes Moment erzeugten Spannung benutzt.

Es soll in der vorliegenden Arbeit versucht werden, diese komplizierten Beziehungen zwischen Randspannungen und Moment oder exzentrischer Längskraft auf eine einfache Formel zu bringen, die sich den genauen Werten gut anpaßt und die zu Untersuchungen von Formänderungen und zur Ermittlung statisch unbestimmter Größen geeignet ist.

Es ist dabei das Potenzgesetz zugrundegelegt worden, das wegen seiner geschlossenen Form dazu besonders geeignet war, während das Hyperbelgesetz infolge des Auftretens von Logarithmen zusammengesetzter Ausdrücke die Rechnung wesentlich komplizierter gestaltet

hätte. Außerdem liefert auch das Potenzgesetz, wie Mehrke nachgewiesen hat, in der Regel genauere Ergebnisse. Die Wahl des Parabelgesetzes hätte trotz der ganzzahligen Exponenten gegenüber der Benutzung des Potenzgesetzes keine Vorteile geboten; von Vorteil war seine Wahl nur für die Untersuchung im letzten Abschnitt.

Es wurde ebenso wie in den obenerwähnten Abhandlungen von der Voraussetzung ausgegangen, daß die Querschnitte während der Formänderung eben bleiben.

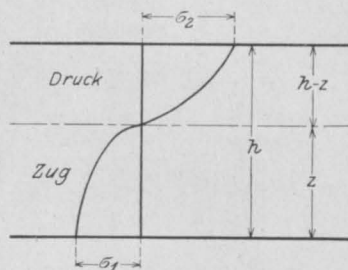


Fig. 1.

I. Randspannungen im rechteckigen Querschnitt infolge Wirkung eines Moments.

Carling kommt bei Untersuchung eines Rechteckquerschnittes auf Biegung zu folgenden Formeln:

$$\sigma_2 = \beta \sigma_1 \frac{z}{h-z} \dots \dots \dots (1)$$

$$z = \frac{h}{1 + \frac{1}{\frac{n}{\gamma^{n+1}} \sigma_1^{n+1}}} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{M}{b} = \frac{m}{2m+1} \sigma_1 z^2 + \frac{n}{2n+1} \sigma_2 (h-z)^2 \dots \dots (3)$$

Der Untersuchung zugrundegelegt ist das Potenzgesetz, und zwar ist das

Spannungsgesetz für Zug $\epsilon_z = \alpha_1 \sigma^m$,
" " Druck $\epsilon_d = \alpha_2 \sigma^n$,

$$\beta = \frac{m(n+1)}{n(m+1)},$$

$$\gamma = \frac{1}{\beta} \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} \right)^{\frac{1}{n}}.$$

Die Bedeutung der übrigen Größen geht aus Fig. 1 hervor; b ist die Breite des Querschnittes.

Carling wählt nun σ_1 , ermittelt der Reihe nach z , σ_2 und M, und stellt danach eine Tabelle auf.

Eliminiert man aus Gl. (3) die Größen σ_2 und z , dann erhält man eine Beziehung zwischen M und σ_1 von der Form:

$$\frac{M}{b} = \frac{m}{2m+1} \sigma_1 \frac{h^2}{\left(1 + \frac{1}{\gamma^{\frac{n}{n+1}} \sigma_1^{\frac{m-n}{n+1}}}\right)^2} + \frac{n}{2n+1} \beta \sigma_1 \frac{h^2}{\left(1 + \frac{1}{\gamma^{\frac{n}{n+1}} \sigma_1^{\frac{m-n}{n+1}}}\right) \left(1 + \gamma^{\frac{n}{n+1}} \sigma_1^{\frac{m-n}{n+1}}\right)} \quad (4)$$

Setzt man nun

$$\gamma^{\frac{n}{n+1}} \sigma_1^{\frac{m-n}{n+1}} = x \quad (5)$$

und

$$\sigma_1 = \left(\frac{x}{\gamma^{\frac{n}{n+1}}}\right)^{\frac{n+1}{m-n}} \quad (5a)$$

dann ist

$$\begin{aligned} \frac{M}{b} &= \frac{\frac{n+1}{x^{\frac{m-n}{m-n}}}}{\gamma^{\frac{n}{m-n}}} h^2 \left[\frac{m}{(2m+1) \left(1 + \frac{1}{x}\right)^2} + \frac{n\beta}{(2n+1) \left(1 + \frac{1}{x}\right) (1+x)} \right] \\ \frac{M}{b h^2} &= \frac{\frac{m+1}{x^{\frac{m-n}{m-n}}}}{\gamma^{\frac{n}{m-n}} (1+x)^2} \left[\frac{m}{2m+1} x + \frac{n\beta}{2n+1} \right] \quad (6) \end{aligned}$$

Für z , $h-z$ und σ_2 ergibt sich dann:

$$\begin{aligned} z &= \frac{h}{1 + \frac{1}{x}}, \\ h-z &= \frac{h}{1+x}, \\ \sigma_2 &= \beta \sigma_1 \frac{z}{h-z} = \beta \sigma_1 x \quad (7) \end{aligned}$$

Setzt man in Gl. (6)

$$\begin{aligned} \frac{m+1}{m-n} &= p, \\ \gamma^{\frac{n}{m-n}} &= c, \\ \frac{m}{2m+1} &= a, \\ \frac{n\beta}{2n+1} &= b, \end{aligned}$$

so ist

$$\frac{M}{b h^2} = \frac{x^p (a x + b)}{c (1+x)^2},$$

setzt man weiter

$$\frac{a}{c} = A \text{ und } \frac{b}{c} = B,$$

so ist

$$\begin{aligned} \frac{M}{b h^2} &= \frac{A x^{p+1} + B x^p}{(1+x)^2} \\ &= A x^{p-1} - (2A - B) x^{p-2} \\ &\quad + (3A - 2B) x^{p-3} - (4A - 3B) x^{p-4} \\ &\quad + (5A - 4B) x^{p-5} - (6A - 5B) x^{p-6} \\ &\quad + (7A - 6B) x^{p-7} - \dots \end{aligned}$$

und setzt man nach Gl. (5)

$$x = C \sigma_1^q,$$

so ist

$$\begin{aligned} \frac{M}{b h^2} &= A C^{p-1} \sigma_1^{(p-1)q} \\ &\quad - (2A - B) C^{p-2} \sigma_1^{(p-2)q} \\ &\quad + (3A - 2B) C^{p-3} \sigma_1^{(p-3)q} \\ &\quad - (4A - 3B) C^{p-4} \sigma_1^{(p-4)q} \\ &\quad + (5A - 4B) C^{p-5} \sigma_1^{(p-5)q} \\ &\quad - (6A - 5B) C^{p-6} \sigma_1^{(p-6)q} \\ &\quad + \dots \end{aligned}$$

Man erhält damit einen Ausdruck von der Form:

$$M = K_1 \sigma_1^{r-q} + K_2 \sigma_1^{r-2q} + K_3 \sigma_1^{r-3q} + \dots \quad (8)$$

Die rechte Seite ist eine unendliche Reihe mit sehr langsam abnehmenden gebrochenen Exponenten.

Die Auflösung dieser Gleichung nach σ_1 oder der Gl. (6) nach x ist nicht möglich; wir ermitteln daher zunächst für beliebige Werte σ_1 nach Gl. (5) die Werte x , nach Gl. (6) die entsprechenden Werte $\frac{M}{bh^2}$ und nach Gl. (7) die σ_2 ; die Benutzung der Gl. (5) bis (7) ergibt gegenüber der Benutzung der Gl. (1) bis (3) eine Vereinfachung der Rechenoperationen um etwa 30%.

Dann suchen wir eine geeignete Näherungsformel, die mit befriedigender Genauigkeit die Beziehung darstellt zwischen σ_1 und σ_2 einerseits und dem Wert $\frac{M}{bh^2}$ anderseits — bzw. dem

Wert $\frac{6M}{bh^2} = \sigma_0$ (der Spannung, die sich nach dem Hookeschen Gesetz ergeben würde) — von der Form $\sigma = f(\sigma_0)$.

Als Näherungsformeln kommen in Betracht:

$$\text{I. } \sigma = a \sigma_0 \dots \dots \dots (9)$$

$$\text{II. } \sigma = \sigma_0^p \dots \dots \dots (10)$$

$$\text{III. } \sigma = c \sigma_0^p \dots \dots \dots (11)$$

$$\text{IV. } \sigma = a \sigma_0 + b \sigma_0^2 \dots \dots \dots (12)$$

Die Konstanten dieser Formeln werden aus den genauen Werten σ_1 , σ_2 und σ_0 nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt und ergeben sich zu:

für I:

$$a = \frac{[\sigma_0 \sigma]}{[\sigma_0^2]} \dots \dots \dots (13)$$

für II:

$$p = \frac{[\log \sigma_0 \log \sigma]}{[\log^2 \sigma_0]} \dots \dots \dots (14)$$

für III:

$$\log c = \frac{[\log \sigma] [\log^2 \sigma_0] - [\log \sigma_0] [\log \sigma_0 \log \sigma]}{i [\log^2 \sigma_0] - [\log \sigma_0]^2} \quad (15a)$$

$$p = \frac{i [\log \sigma_0 \log \sigma] - [\log \sigma_0] [\log \sigma]}{i [\log^2 \sigma_0] - [\log \sigma_0]^2} \dots \quad (15b)$$

für IV:

$$a = \frac{[\sigma_0 \sigma] [\sigma_0^4] - [\sigma_0^2 \sigma] [\sigma_0^3]}{[\sigma_0^2] [\sigma_0^4] - [\sigma_0^3]^2} \dots \dots \dots (16a)$$

$$b = \frac{[\sigma_0^3 \sigma] [\sigma_0^2] - [\sigma_0 \sigma] [\sigma_0^3]}{[\sigma_0^2] [\sigma_0^4] - [\sigma_0^3]^2} \dots \dots \dots (16b)$$

i bedeutet die Zahl der für die Ermittlung verwerteten σ_0 bzw. σ .

Um die Genauigkeit der vier Näherungsformeln I bis IV festzustellen, ist ein Zahlenbeispiel durchgerechnet.

Zahlenbeispiel.

Als Material wurde ein Beton vom Mischungsverhältnis 1:3 gewählt, für den Prof. Dr.-Ing. Mörsch in seinem Werke „Der Eisenbetonbau“, 4. Aufl. S. 43 Dehnungszahlen veröffentlicht hat.

Die Probekörper, die zur Ermittlung dieser Zahlen verwendet wurden, waren aus Mannheimer Portlandzement und Rheinkiessand hergestellt. Der Kiessand bestand aus etwa 3 Teilen Sand von 0–5 mm und 2 Teilen Kies von 5–20 mm Korngröße. Die zusammengehörigen Werte von σ und ϵ sind in der folgenden Tabelle 1 zusammengestellt:

Tabelle 1.

Zug		Druck	
$\sigma \text{ kg/cm}^2$	ϵ	$\sigma \text{ kg/cm}^2$	ϵ
1,6	0,000 006	3,0	0,000 010
3,1	0,000 013	6,1	0,000 021
4,6	0,000 020	9,2	0,000 032
6,2	0,000 028	12,2	0,000 043
7,7	0,000 038	15,3	0,000 055
9,2	0,000 047	18,3	0,000 067
		24,5	0,000 092
		30,6	0,000 117
		36,8	0,000 143
		49,0	0,000 198
		61,3	0,000 255

Aus den Werten dieser Tabelle wurden die Konstanten des Potenzgesetzes nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt mittels der Formeln

$$\log a = \frac{[\log^2 \sigma] [\log \epsilon] - [\log \sigma] [\log \sigma \log \epsilon]}{i [\log^2 \sigma] - [\log \sigma]^2}$$

$$m \text{ bzw. } n = \frac{i [\log \sigma \log \epsilon] - [\log \sigma] [\log \epsilon]}{i [\log^2 \sigma] - [\log \sigma]^2},$$

sie ergaben sich zu

$$a_1 = \frac{1}{291\,536} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right)^m,$$

$$m = 1,169\,813\,68,$$

$$a_2 = \frac{1}{334\,436} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \right)^n,$$

$$n = 1,073\,629\,59.$$

Die Spannungsgesetze für das vorliegende Material lauten also

$$\text{für Zug } \epsilon_z = \frac{1}{291\,536} \sigma^{1,169\,813\,68},$$

$$\text{für Druck } \epsilon_d = \frac{1}{334\,436} \sigma^{1,073\,629\,59}.$$

Nun wurden für angenommene Werte σ_1 unter Benutzung der Formeln 5 bis 7 die zugehörigen Werte σ_2 , $\frac{M}{bh^2}$ und σ_0 ermittelt; sie sind in der folgenden Tabelle 2 zusammengestellt und in Fig. 2 aufgetragen:

Tabelle 2.

σ_1	σ_2	$\frac{M}{b h^2}$	$\sigma_0 = \frac{6 M}{b h^2}$
1	1,089 496	0,180 337	1,082 02
2	2,250 186	0,366 296	2,197 78
4	4,647 415	0,743 823	4,462 94
6	7,103 474	1,125 57	6,753 42
8	9,598 528	1,510 06	9,060 36
10	12,122 990	1,896 58	11,397 5
12	14,671 143	2,284 72	13,708 3
14	17,239 153	2,674 21	16,045 3
16	19,824 295	3,064 84	18,389 0
18	22,424 518	3,456 48	20,738 9
20	25,038 191	3,849 00	23,094 0

Die Werte dieser Tabelle sind also die Ergebnisse der genauen Rechnung nach dem Potenzgesetz.

Aus ihnen ergeben sich unter Benutzung der Gl. (13) bis (16) die Konstanten für die vier Näherungsformeln I bis IV, die für I und II nur für die Zugspannung σ_1 , für III und IV auch für die Druckspannung σ_2 ermittelt worden sind, da diese Formeln später noch weiter verwendet werden.

Tabelle 3.

σ_1	I		II		III		IV		σ_2	III		IV	
	σ_1^I	$\frac{\sigma_1^I - \sigma_1}{\sigma_1} 100$	σ_1^{II}	$\frac{\sigma_1^{II} - \sigma_1}{\sigma_1} 100$	σ_1^{III}	$\frac{\sigma_1^{III} - \sigma_1}{\sigma_1} 100$	σ_1^{IV}	$\frac{\sigma_1^{IV} - \sigma_1}{\sigma_1} 100$		σ_2^{III}	$\frac{\sigma_2^{III} - \sigma_2}{\sigma_2} 100$	σ_2^{IV}	$\frac{\sigma_2^{IV} - \sigma_2}{\sigma_2} 100$
1	0,942 693	-5,731	1,077 62	+7,762	0,999 622	-0,0378	0,967 196	-3,28	1,089 496	1,089 07	-0,04	1,130 772	+3,80
2	1,914 780	-4,261	2,110 03	+5,502	2,000 14	+0,007	1,961 435	-1,93	2,250 186	2,250 35	+0,007	2,301 326	+2,27
4	3,888 265	-2,793	4,130 54	+3,263	4,001 04	+0,026	3,970 157	-0,745	4,647 415	4,648 69	+0,027	4,691 847	+0,956
6	5,883 809	-1,937	6,117 88	+1,965	6,001 52	+0,0253	5,988 052	-0,198	7,103 474	7,105 37	+0,027	7,128 330	+0,350
8	7,893 693	-1,329	8,083 86	+1,018	8,001 60	+0,020	8,007 008	+0,088	9,598 528	9,600 55	+0,021	9,601 880	+0,035
10	9,914 206	-0,858	10,034 0	+0,340	10,001 3	+0,013	10,022 988	+0,23	12,122 990	12,124 6	+0,013	12,108 294	+0,121
12	11,943 136	-0,474	11,971 6	+0,237	12,000 6	+0,005	12,033 609	+0,28	14,671 143	14,671 9	+0,005	14,645 106	-0,177
14	13,979 209	-0,149	13,898 8	-0,723	13,999 6	-0,0029	14,037 453	+0,268	17,239 153	17,238 7	-0,0029	17,210 958	-0,163
16	16,021 120	+0,132	15,817 0	-1,144	15,998 2	-0,011	16,033 100	+0,207	19,824 295	19,822 0	-0,0116	19,804 393	-0,100
18	18,068 433	+0,380	17,727 6	-1,513	17,996 6	-0,019	18,020 009	+0,111	22,424 518	22,420 1	-0,0196	22,425 028	+0,0023
20	20,120 276	+0,601	19,631 2	-1,844	19,994 7	-0,0265	19,997 233	-0,014	25,038 191	25,031 2	-0,028	25,071 894	+0,135

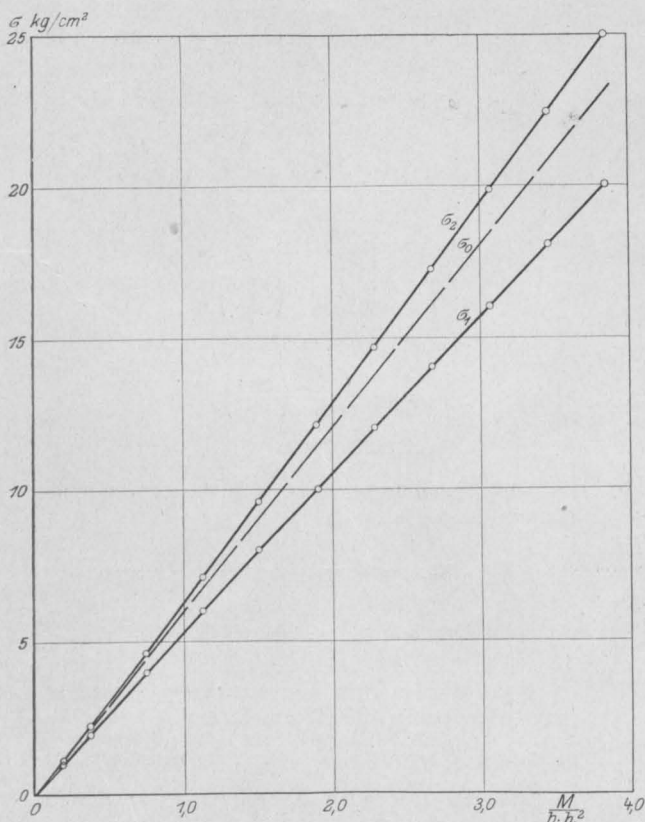


Fig. 2.

Die Zahlenwerte der Konstanten und die entsprechenden Formeln sind danach:

I. $a_1 = 0,871\ 233\ 91$
 $\sigma_1 = 0,871\ 233\ 91\ \sigma_0 \dots \dots \dots (9')$

II. $p_1 = 0,948\ 255\ 9$
 $\sigma_1 = \sigma_0^{0,948\ 255\ 9} \dots \dots \dots (10')$

III. $c_1 = 0,925\ 393$
 $p_1 = 0,978\ 796\ 44$
 $\sigma_1 = 0,925\ 393\ \sigma_0^{0,978\ 796\ 44} \dots \dots \dots (11')$
 $c_2 = 1,004\ 596$
 $p_2 = 1,024\ 196\ 04$
 $\sigma_2 = 1,004\ 596\ \sigma_0^{1,024\ 196\ 04} \dots \dots \dots (11'')$

IV. $a_1 = 0,895\ 255\ 08$
 $b_1 = -0,001\ 270\ 853\ 3\ \text{cm}^2/\text{kg}$
 $\sigma_1 = 0,895\ 255\ 08\ \sigma_0 - 0,001\ 270\ 853\ 3\ \sigma_0^2 (12')$
 $a_2 = 1,043\ 061\ 2$
 $b_2 = 0,001\ 843\ 949\ 7\ \text{cm}^2/\text{kg}$
 $\sigma_2 = 1,043\ 061\ 2\ \sigma_0 + 0,001\ 843\ 949\ 7\ \sigma_0^2 (12'')$

In der umstehenden Tabelle sind die nach den vier Näherungsformeln sich ergebenden Werte σ_1 — für III und IV auch σ_2 — den durch die genaue Rechnung ermittelten gegenübergestellt; sie sind zum Unterschiede von diesen mit ihrer römischen Ziffer als Zeiger versehen; gleichzeitig ist auch ihr Fehler gegenüber den genauen Werten in Prozenten der letzteren angegeben, um einen Vergleich der Näherungsformeln nach ihrer Güte zu ermöglichen.

Aus Tabelle 3 geht hervor, daß die Näherungsformel III die weitaus genaueste ist, ihr Fehler ist durchweg kleiner als 0,5 ‰. Ihre Genauigkeit genügt also für alle praktischen Fälle vollkommen, es ist unbedingt zulässig, bei dem hier vorliegenden Material die Randspannungen im Rechteckquerschnitt — infolge reiner Biegebungsbeanspruchung — zu berechnen nach den Formeln:

$$\sigma_1 = 0,925\ 393\ \sigma_0^{0,978\ 796}$$

$$\sigma_2 = 1,004\ 596\ \sigma_0^{1,024\ 196}$$

II. Beanspruchung eines rechteckigen Querschnitts durch eine Normalkraft innerhalb des Kerns.

Die Grundlage für die Untersuchung bildet wieder das „Potenzgesetz“.

Die Bedeutung der einzelnen Größen ist durch Fig. 3 gegeben.

Es ist

$$\epsilon = \sigma_2 \sigma^n$$

$$\epsilon_z = \epsilon_2 \frac{z}{z_2} = \epsilon_1 \frac{z}{z_1}$$

$$\sigma_z^n = \sigma_2^n \frac{z}{z_2} = \sigma_1^n \frac{z}{z_1}$$

$$\sigma_z = \sigma_2 \left(\frac{z}{z_2} \right)^{\frac{1}{n}} = \sigma_1 \left(\frac{z}{z_1} \right)^{\frac{1}{n}}$$

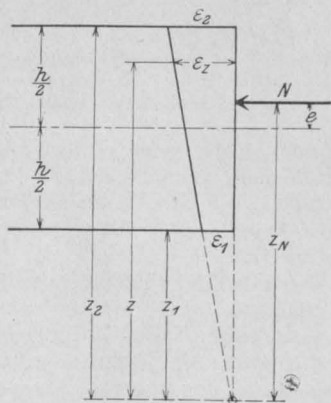


Fig. 3.

Die Gleichgewichtsbedingung für die Normalkräfte lautet

$$N = b \int \sigma_z dz = b \sigma_2 \frac{1}{z_2^n} \int_{z_1}^{z_2} \frac{1}{z^n} dz$$

$$= b \sigma_2 \frac{n}{n+1} \cdot \frac{z_2^{\frac{n+1}{n}} - z_1^{\frac{n+1}{n}}}{\frac{1}{z_2^n}} \dots \dots \dots (17)$$

Ferner ist

$$\sigma_1 = \sigma_2 \left(\frac{z_1}{z_2} \right)^{\frac{1}{n}} \dots \dots \dots (18)$$

Die Gleichgewichtsbedingung für die Momente ergibt

$$N z_N = b \int \sigma_z z dz = b \sigma_2 \frac{1}{z_2^n} \int_{z_1}^{z_2} z^{1+\frac{1}{n}} dz$$

$$= b \sigma_2 \frac{n}{2n+1} \cdot \frac{z_2^{\frac{2n+1}{n}} - z_1^{\frac{2n+1}{n}}}{\frac{1}{z_2^n}} \dots \dots \dots (19)$$

Dividiert man Gl. (19) durch Gl. (17), so erhält man

$$z_N = \frac{n+1}{2n+1} \cdot \frac{z_2^{\frac{2n+1}{n}} - z_1^{\frac{2n+1}{n}}}{\frac{n+1}{z_2^n} - \frac{n+1}{z_1^n}}$$

Setzt man nun

$$z_2 = x_2 h$$

$$z_1 = z_2 - h = (x_2 - 1) h$$

$$z_N = x_N h$$

$$e = x_e h$$

so ist

$$x_N h = \frac{n+1}{2n+1} \cdot \frac{\left[x_2^{\frac{2n+1}{n}} - (x_2 - 1)^{\frac{2n+1}{n}} \right] h^{\frac{2n+1}{n}}}{\left[\frac{n+1}{x_2^n} - \frac{n+1}{(x_2 - 1)^n} \right] h^{\frac{n+1}{n}}}$$

$$x_N = \frac{n+1}{2n+1} \cdot \frac{x_2^{\frac{2n+1}{n}} - (x_2 - 1)^{\frac{2n+1}{n}}}{\frac{n+1}{x_2^n} - \frac{n+1}{(x_2 - 1)^n}}$$

Nun ist

$$x_e h = x_N h - \left(x_2 - \frac{1}{2}\right) h$$

also

$$x_e = \frac{n+1}{2n+1} \cdot \frac{x_2 \frac{n}{n+1} - (x_2 - 1) \frac{n}{n+1}}{\frac{n}{x_2} - (x_2 - 1) \frac{n}{n+1}} - x_2 + \frac{1}{2} \quad (20)$$

Für die Lage des Kernpunkts ergibt sich

$$x_k = \frac{n+1}{2n+1} - \frac{1}{2}$$

Gl. (20) sagt aus, daß x_2 nur abhängig ist von x_e , die Lage der Nulllinie also nur von der Exzentrizität der Kraft und der Querschnittshöhe h ; Gl. (17), daß σ_2 proportional ist N .

Um aus Gl. (17) bei gegebenem N und e die Randspannung σ_2 zu bestimmen, ist es nötig, x_2 zu ermitteln, d. h. das dem gegebenen x_e entsprechende x_2 .

Die Gl. (20) nach x_2 aufzulösen ist aber nicht möglich. Wir berechnen daher nach ihr für beliebige Werte x_2 die zugehörigen x_e und stellen dann eine Näherungsformel von der Form $x_2 = f(x_e)$ auf, für die wir die Konstanten nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmen.

Als Näherungsformeln kommen hier in Betracht:

$$\text{V. } x_2 = a + \frac{b}{x_e} \quad (21)$$

$$\text{VI. } x_2 = a + \frac{b}{x_e^2} \quad (22)$$

$$\text{VII. } x_2 = a + \frac{b}{x_e} + c \cdot x_e \quad (23)$$

Für die Konstanten dieser drei Gleichungen ergeben sich folgende Formeln:

zu V:

$$a = \frac{[x_2] \left[\frac{1}{x_e^2} \right] - [x_2] \left[\frac{1}{x_e} \right]}{i \left[\frac{1}{x_e^2} \right] - \left[\frac{1}{x_e} \right]^2} \quad (24a)$$

$$b = \frac{i \left[\frac{x_2}{x_e} \right] - [x_2] \left[\frac{1}{x_e} \right]}{i \left[\frac{1}{x_e^2} \right] - \left[\frac{1}{x_e} \right]^2} \quad (24b)$$

zu VI:

$$a = \frac{[x_2] \left[\frac{1}{x_e^4} \right] - \left[\frac{1}{x_e^2} \right] \left[\frac{x_2}{x_e^2} \right]}{i \left[\frac{1}{x_e^4} \right] - \left[\frac{1}{x_e^2} \right]^2} \quad (25a)$$

$$b = \frac{i \left[\frac{x_2}{x_e^2} \right] - [x_2] \left[\frac{1}{x_e^2} \right]}{i \left[\frac{1}{x_e^4} \right] - \left[\frac{1}{x_e^2} \right]^2} \quad (25b)$$

zu VII:

$$a = \frac{1}{J} \{ [x_2] \left(\left[\frac{1}{x_e^2} \right] [x_e^2] - i^2 \right) - \left[\frac{x_2}{x_e} \right] \left(\left[\frac{1}{x_e} \right] [x_e^2] - i [x_e] \right) + [x_2 x_e] \left(i \left[\frac{1}{x_e} \right] - [x_e] \left[\frac{1}{x_e^2} \right] \right) \} \quad (26a)$$

$$b = \frac{1}{J} \{ i \left(\left[\frac{x_2}{x_e} \right] [x_e^2] - i [x_2 x_e] \right) - \left[\frac{1}{x_e} \right] \left([x_2] [x_e^2] - [x_e] [x_2 x_e] \right) + [x_e] \left(i [x_2] - [x_e] \left[\frac{x_2}{x_e} \right] \right) \} \quad (26b)$$

$$c = \frac{1}{J} \{ i \left(\left[\frac{1}{x_e^2} \right] [x_2 x_e] - i \left[\frac{x_2}{x_e} \right] \right) - \left[\frac{1}{x_e} \right] \left(\left[\frac{1}{x_e} \right] [x_2 x_e] - i [x_2] \right) + [x_e] \left(\left[\frac{1}{x_e} \right] \left[\frac{x_2}{x_e} \right] - \left[\frac{1}{x_e^2} \right] [x_2] \right) \} \quad (26c)$$

$$J = i \left(\left[\frac{1}{x_e^2} \right] [x_e^2] - i^2 \right) - \left[\frac{1}{x_e} \right] \left(\left[\frac{1}{x_e} \right] [x_e^2] - i [x_e] \right) + [x_e] \left(i \left[\frac{1}{x_e} \right] - [x_e] \left[\frac{1}{x_e^2} \right] \right)$$

Ist nun für gegebenes x_e nach einer der Näherungsformeln — über ihre Genauigkeit gibt das folgende Zahlenbeispiel Aufschluß — das zugehörige x_2 ermittelt, dann erhalten wir nach Gl. (17)

$$\sigma_2 = \frac{n+1}{n} \cdot \frac{N}{b} \cdot \frac{z_2 \frac{n}{n+1}}{z_2 \frac{n}{n+1} - z_1 \frac{n}{n+1}} = \frac{N}{bh} \cdot \frac{n+1}{n} \cdot \frac{x_2 \frac{n}{n+1}}{x_2 \frac{n}{n+1} - (x_2 - 1) \frac{n}{n+1}} \quad (27)$$

Setzen wir $\frac{N}{bh} = \sigma'$, so ist

$$\sigma_2 = \sigma' f(x_2) \quad (28)$$

Für $f(x_2)$ kann man eine Tabelle aufstellen, so daß die Randspannung σ_2 , wenn x_2 nach einer der Gl. (21) bis (23) aus x_e ermittelt ist, schnell bestimmt werden kann.

Zum Vergleich sei die Randspannung nach dem Hookeschen Gesetz angegeben unter Einführung von x_e :

$$\sigma_2 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{6e}{h} \right) = \frac{N}{F} (1 + 6x_e) = \sigma' (1 + 6x_e) \quad (29)$$

(Schluß folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schober (Dresden).

L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Betonarbeiten bei Frost. **Abbildungen** zeigen die verschiedenen einfachen Mittel, mit denen auf der Baustelle die Erwärmung der Baustoffe für den Beton leicht erzielt werden kann. *Tonindustrie-Ztg.* 1914. Nr. 135.

2. Prüfung und Untersuchung.

Studien über den Einfluß der Zumischungen hydraulischer und magnesia-reicher Kalke zum Portlandzement. Von † Dr. Techn. Heinrich Renezed, Adjunkt der k. k. Techn. Hochschule. Wien. Der Zusatz von Kalk an Stelle von Traß für dichte Talsperrenmörtel ist beschränkt, da einerseits die Festigkeit durch größere Zugaben erheblich vermindert, andererseits die Kalkausschwitzung stark vermehrt wird. Verfasser hat nun Mörtelmischungen untersucht, die als Bindemittel Gemenge von Portlandzement und Wasserkalken enthielten. Es sollte durch Veränderung der Zugabe an Kalk die Beeinflussung der wesentlichsten Eigenschaften der Zementmörtel studiert und zahlenmäßig festgelegt werden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden mitgeteilt. *Zeitschrift für Betonbau.* 1914. Heft 10 und 11.

3. Wirtschaftliches.

II. Theorie.

Neuere Versuche über elastische Hysterese. Von Dr. R. Grammel. Bekanntlich war die Festigkeitslehre bisher immer gewohnt, die elastische Formänderung innerhalb des Hookeschen Bereiches als einen umkehrbaren Vorgang anzusehen. Durch Versuche mit ganz besonders feinen Hilfsmitteln hat man die Vorgänge bei der elastischen Formänderung innerhalb der Elastizitätsgrenze aufgeklärt und gefunden, daß weder die durch das Hookesche Gesetz ausgedrückte Proportionalität zwischen Formänderung und Kraft genau gilt, noch im strengen Sinne von einer Umkehrbarkeit des Vorgangs gesprochen werden kann, eine Erscheinung, die man Hysterese nennt. Die verschiedenen Versuchseinrichtungen und ihre Ergebnisse werden mitgeteilt. *Zeitschr. d. V. D. I.* 1914. No. 48.

Allgemeine Bemerkungen über die Abmessungen von Erdmauern, insbesondere Kaimauern. Von A. v. Horn, Wasserbauinspektor a. D. Verfasser geht von der Tatsache aus, daß von 56 Typen von „Kaimauern für tiefegehende Seeschiffe“ 21 v. H. umgefallen oder übergegangen sind, obwohl sie einwandfrei nach

der Erddrucktheorie ausgebildet wurden. Er erkennt die Ursache hierfür im Fehlen eines Sicherheitskoeffizienten, wie er bei den anderen Baukonstruktionen aus Holz, Eisen und Eisenbeton üblich ist. Um dessen Einführung zu begründen, weist er auf die Versuche von M. F. Oortgysen hin, der nachgewiesen hat, daß bei Erdmauern neben dem Erddruck noch einige andere Kräfte wirken, nämlich die Frostwirkung der Hinterfüllung, die Treibwirkung von Baumwurzeln und besonders die Erschütterung des Verkehrs. *Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst.* 1914. No. 46.

Die Ermittlung der ungünstigsten Laststellung auf graphischem Wege. Von Eduard Kreitmeyer, Wien. *Beton und Eisen.* 1914. Nr. XX.

Über eine angenäherte Berechnung der Rahmenträger. Von Dr.-Ing. Theodor Pöschl, Professor an der Deutschen technischen Hochschule in Prag. *Armierter Beton.* 1914. Nr. 11.

Die Beziehung zwischen wagerechter Widerlagerverschiebung und Scheitel-senkung beim Dreigelenkbogen. Von Dipl.-Ing. Spangenberg, Direktor der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann in Dresden. *Armierter Beton.* 1914. Nr. 11.

Berechnung der durchgehenden Bogenträger mit festen und mit elastisch nachgiebigen Stützen, auf zeichnerischem Wege. Von Dipl.-Ing. Chr. Vlachos, Karlsruhe. Verfasser löst die Aufgabe zeichnerisch mit Hilfe des elastischen Seilecks, das er schon früher für die durchgehenden Balkenträger verwendet hat. Er behandelt nach demselben Verfahren nun auch die durchgehenden Bogenträger auf festen, auf elastisch nachgiebigen sowie auf elastisch-drehbaren und nachgiebigen wagerechten Stützen, indem er die wagerechte Verschiebung des Stützenkopfes berechnet. Das Verfahren zeichnet sich durch eine große Übersichtlichkeit und Einfachheit aus und ermöglicht gleichzeitig mehrfach statisch unbestimmte Trägersysteme zu behandeln, die man sonst wegen der schwierigen Berechnung gern vermeidet. *Zeitschr. f. Arch. u. Ingenieurwesen.* 1914. Nr. 6.

Bestimmung der Eisenquerschnitte bei doppelt armierten Balken. Von Ing. R. Leitmeier der Betonbau-Unternehmung Ing. H. Küpers, Graz. *Zeitschrift für Betonbau.* 1914. Heft 11.

Ermittlung der Abmessungen einfach und doppelt bewehrter Eisenbetonquerschnitte bei reiner Biegung sowie exzentrischem Druck und Zug. Von Dipl.-Ing.

Stark und Dankelmann, Ing. der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann, Niederlassung Karlsruhe. Neben den theoretischen Ableitungen werden einige Beispiele durchgerechnet. Deutsche Bauztg., Mitteilungen 1914. Nr. 22, 23 u. 24.

Die Auflösung von Gleichungen höheren Grades. Von Oberbauspektor A. Hofmann, München. Ein kurzes Näherungsverfahren wird angegeben, das aber für viele technische Zwecke genügen dürfte. Zeitschr. f. Arch. und Ingenieurwesen. 1914. Nr. 6.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Betonbildwerke in der Bostoner Stadthalle. Die Herstellung von 4 m hohen Figuren mit all ihren Einzelheiten, die Anfertigung der Modelle und Formen für diese „Betonwerksteine“ wird eingehend beschrieben. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 138.

2. Ausführungen im Hochbau.

Eisenbetonbauten für Bierbrauereien. Von Obergeringieur Hans Schäfer. Indem Verfasser den Werdegang des Bieres beschreibt, zeigt er gleichzeitig, welche besonderen Anforderungen damit an die Eisenbetonbauten für Brauereien gestellt werden. An zwei Beispielen, der Anlage für die Holsten-Brauerei in Altona und die Erste Böhische Brauerei in Pilsen wird dann die Lösung vorgeführt. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 141.

Die Eisenbetonarbeiten beim Fabrikneubau Lüttringhaus, Oehde bei Barmen. Von Dipl.-Ing. Ziesemer in Mainz. Kurze Beschreibung eines Eisenbetonfachwerkgebäudes von 41×18 m Grundfläche. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Nr. XX.

Der Getreidespeicher der Aktiengesellschaft Leukering u. Cie. zu Duisburg. Von Dipl.-Ing. E. Roßmann, Ingenieur der Baupolizei in Duisburg a. Rh. Ausführliche Beschreibung eines Schüttbodenspeichers mit 7 Stockwerken und 8 Zellensilos bei einem Grundriß von 36×53 m. Die statische Berechnung und viele Einzelheiten der Ausbildung und Ausführung werden mitgeteilt. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Nr. XX.

Eisenbetonbauarbeiten im Neubau der Bauschule zu Leipzig. Von Arch. F. Brömme und Dipl.-Ing. G. Asseman in Leipzig-Lindenau. Mit Abb. werden die Eisenbetonarbeiten bei der Gründung, der verschiedenen Decken und Gewölbe und des Daches beschrieben. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1914. Nr. 22 und 23.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Vom Bau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Neckar und des Rosensteintunnels bei Cannstatt. Von W. Siegerist, Obergeringieur der Firma Dyckerhoff u. Widmann, A.-G., Zweigniederlassung Dresden. In dem Aufsatz werden diese beiden großen Bauwerke in Eisenbeton mit sehr vielen Abb. eingehend beschrieben. Ausführlich werden die Ausbildung, die Ausführung und die statische Berechnung mitgeteilt. Schweizerische Bauztg. 1914. Bd. 64. Nr. 15, 16, 17, 18, 19, 22 u. 23. — s. L. 1914. Heft 9. V, 3.

Größere ausgeführte Gelenkbrücken in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. F. Baumstark, Direktor der Firma Fr. Schlüter, Spezialgeschäft für Beton- und Monierbau in Dortmund. Mit Abb. werden einige größere bemerkenswerte Eisenbetonbrücken aus dem Steinkohlengebiete Westfalens beschrieben, bei denen einige neuartige Konstruktionsausbildungen notwendig waren, um Vorkehrungen gegen die Einwirkung der Bodensenkungen zu treffen. So zeigt eine Bogenbrücke für die frühere Dortmunder Union die Anordnung von Federgelenken, wohl zum ersten Male in Deutschland. Eine andere Brücke für dasselbe Werk wurde als Balkenbrücke mit Kragträgern ausgebildet. Die gleiche Ausbildung wird an einem 500 m langen Eisenbetonviadukt für die Aktiengesellschaft Phoenix gezeigt. Die Beschreibung bringt viele Einzelheiten. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1914. Nr. 22 und 23.

Einige neuere Brücken in Eisenbetonkonstruktion. Von Dipl.-Ing. Robert Berman, Ingenieur der Betonbauunternehmung Paul Kossel & Co. in Bremen. Mit Abb. werden zunächst drei Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton kurz beschrieben, von denen die Bodebrücke bei Thale im Harz eine größte Lichtweite von 50 m und die beiden Straßenunterführungen in Bremen — Park-Allee (Zweigelenkbogen) und Gustav-Deetjen-Allee (eingespannter Bogen) — 23 m Lichtweite bei 3 m Pfeilhöhe haben. Die aufgelöste Straßenbrücke über den Hasekanal bei Osnabrück hat ebenfalls 23 m Lichtweite mit einem Pfeilverhältnis 1:4,2. Der Brückenbau 1914. Heft 23.

Die neue Ohio-Brücke bei Kenova in Westvirginia. Von Geh. Hofrat Georg Chr. Mehrrens in Dresden. In der ausführlichen Beschreibung der eisernen Brücke wird auch eine eigenartige Pfeilerverlängerung durch eiserne Auflagerträger erwähnt. Mit Abb. Der Eisenbau 1914. Nr. 11.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Der Staudamm aus Beton durch den Mississippi bei Keokuk. An der Baubeschreibung dieses Staudammes, die nach einem Aufsatz in der Zeitschrift „De Ingenieur“ geschildert wird, wird gezeigt, wie der amerikanische Ingenieur hohe Beträge für Installation und maschinelle

Hilfsmittel des Bauplatzes aussetzt, die durch sehr rasche Bauausführung mehr als eingeholt werden, indem an allgemeine Unkosten und der Verzinsung des Baukapitals während der Bauzeit gespart wird. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1914. Nr. 47.

Die Talsperre von Arrowrock. Von Eger in Berlin. Mit Abb. wird die Einrichtung für die Beförderung und Verarbeitung des Betons und seiner Bestandteile beschrieben, die ausschließlich mit Hilfe von Seilbahnen und Schüttrinnen ohne feste Rüstungen oder Arbeitsbrücken geschieht. Zentralblatt der Bauverwaltung 1914. Nr. 96.

Zur Inbetriebnahme der Wehr-, Schleusen- und Kraftanlage in der Weser bei Dörverden. Von Regierungsbaumeister F. W. Schmidt. In der kurzen Beschreibung der Gesamtanlage finden sich Hinweise auf verschiedene Betonarbeiten — Gründungen und Eisenbetonfußgängerbrücke. — Mit Abb. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1914. Nr. 93.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Die Konstruktion der Hakenterrasse in Stettin. Von Stadtbauingenieur Weidmann

in Stettin. Ausführliche Beschreibung mit vielen Abb. Die in Beton und Eisenbeton ausgeführte Terrasse von 540 m Länge und rund 16 m Höhe besteht aus einer Stützmauerkonstruktion von Betonstrebebepfeilern mit dazwischen gespannten stehenden Gewölben und Endbogen, vorderen Bogen und oberen Abschlußgewölben von rund 9000 cbm Betonmasse. Die statische Untersuchung, die verschiedenen Gründungsarten, die vielerlei Stützmauerquerschnitte, die Bauausführung und die Kosten werden ausführlich mitgeteilt. Zeitschrift für Architektur- u. Ingenieurwesen 1914. Nr. 6.

Hochbehälter für 150 cbm Nutzinhalt. Von Ing. F. Knispel. Ein Behälter in doppelter Hufeisenform mit durchgehend gelagerter Sohle wird mit Abb. beschrieben und seine statische Berechnung graphisch und rechnerisch vorgeführt. Tonindustriezeitung 1914. Nr. 138.

Über Metall- und Eisenbetonrohre. Von Prof. Dr. P. Rohland in Altenburg (S.-A.). Die Ursachen, die Metall- und Eisenbetonrohre angreifen können, werden eingehend besprochen, um daraus ableiten zu können, wo Metall-, wo Eisenbetonrohre zweckmäßig sind. Zentralblatt der Bauverwaltung 1914. Nr. 94.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

12. Einsturz eines Wasserbehälters. Ein städtischer Reinwasserbehälter wurde durch einen Anbau erweitert; die neuen Teile wurden ganz aus Eisenbeton hergestellt (s. Fig. 1). Acht Wochen nach Beendigung des Betonierens, als die Erdschicht von 1 m Stärke aufgebracht wurde, stürzte die Decke der neuen Kammern etwa zum dritten Teil ein; dabei wurde auch die daran stoßende äußere Längswand zerstört. Ein im Behälter beschäftigter Arbeiter wurde erschlagen. Nach dem Ausschalen hatten sich keinerlei Risse oder Senkungen an der Decke oder den Stützen gezeigt, auch hat der stehengebliebene Teil der Kammern die vorschriftsmäßige Probelastung gut bestanden. Der einzige Augenzeuge, ein Arbeiter, sagte nachher aus, die äußere Seitenwand des Behälters sei in der Mitte eingeknickt; ob sich vorher Risse in der Decke gebildet hätten, konnte er nicht angeben. Der Untersuchungsrichter besichtigte den Bau fünf Tage nach dem Unfall, ohne daß ein unbeteiligter Sachverständiger zugezogen wurde. Mehrere Wochen später wurde ein solcher zur Abgabe eines Gutachtens aufgefordert; er lehnte wegen Urlaubs ab. Ein zweiter Sachverständiger erhielt die Akten einige Monate später; zu dieser Zeit ließ sich noch folgendes feststellen: Die statische Berechnung war im allgemeinen richtig, wies aber einige Mängel auf. Die Stützweiten waren nach unten abgerundet, die Aufbiegung aller Eisen in den

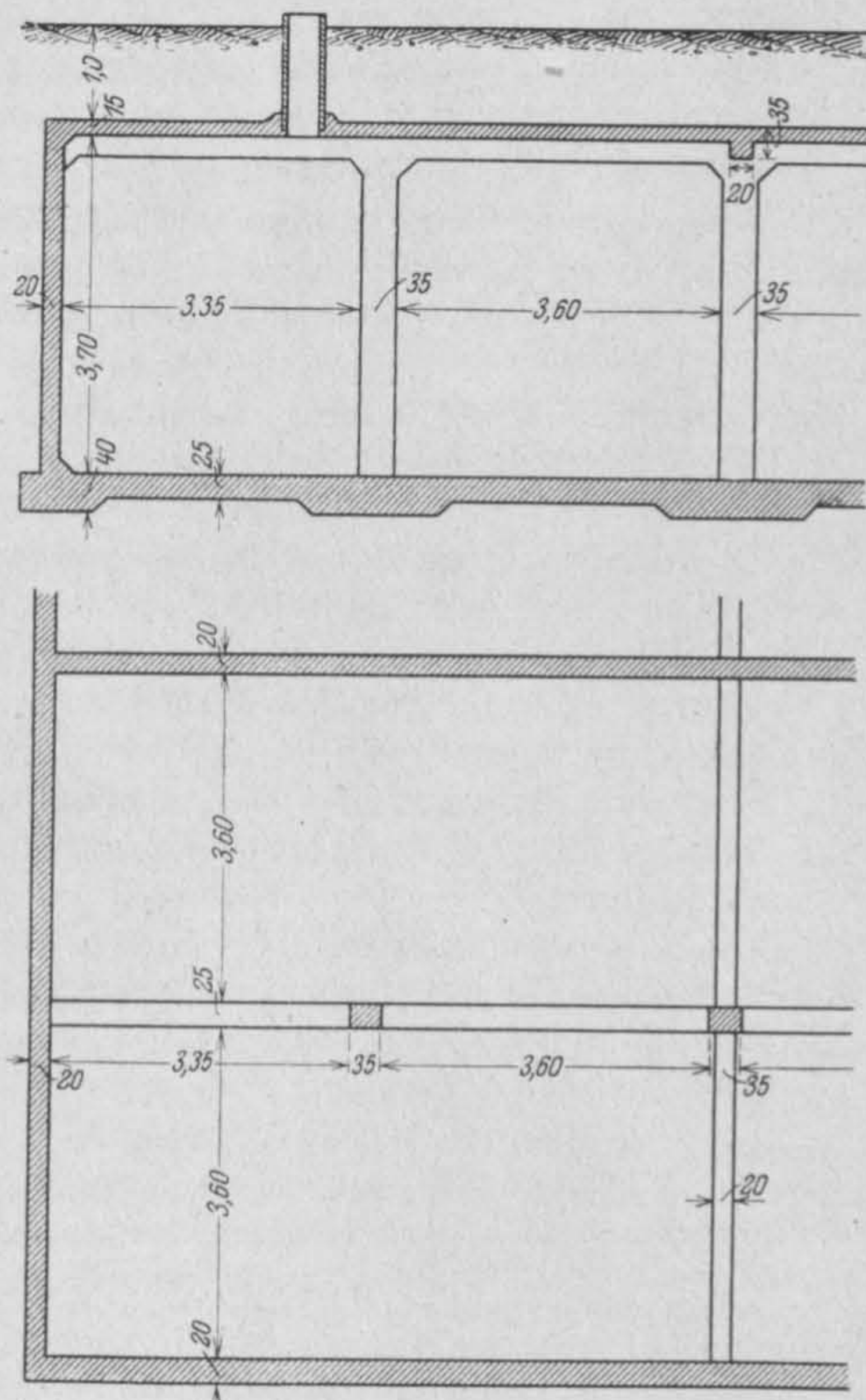


Fig. 1.

Rippen der Plattenbalken war immer an derselben Stelle vorgenommen, und drittens hatte man wohl die Momente, aber nicht die Beton-Druckspannungen in den durchlaufenden Balken über den Stützen berechnet. Die Nachrechnung ergab hier 60,6 kg/qcm, während beim Entwurf nur 30 kg/qcm als zulässig angenommen waren. Der Sachverständige bemängelt ferner, daß die Mischung 1:6 verwandt sei; bei Kiesbeton sei 1:4 angebracht; übrigens sei der Kies auch viel zu feinkörnig gewesen. Dem Materialprüfungsamt waren vier Proben des Betons übergeben worden; es stellte darin eine Mischung von 1:6,7 bis 1:7,4 fest. Die Druckfestigkeit der Proben war trotz hohen Alters nur 49 bis 72 kg/qcm. Nach den amtlichen Vorschriften hätte man bei Annahme einer zulässigen Beanspruchung von 30 kg/qcm schon nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 180 kg/qcm verlangen müssen; somit war der verwandte Beton mangelhaft. Übrigens war das Mischungsverhältnis des Betons für die Stützen in der statischen Berechnung nicht an-

gegeben. Würfelproben sind während des Baues nicht gemacht worden. Die Haftung des Betons am Eisen scheint auch ungenügend gewesen zu sein; wenigstens zeigen die Lichtbilder, daß der Beton sich beim Einsturz glatt von den Eiseneinlagen gelöst hatte. Der Entwurf des Bauwerks war an sich einwandfrei, auch hinsichtlich der Einschalung und Ausrüstung ließen sich keine Fehler nachweisen. Ob aber z. B. die Eiseneinlagen vollzählig vorhanden und richtig eingelegt waren, konnte der Sachverständige nicht mehr feststellen. Der Unternehmer wurde wegen fahrlässiger Tötung angeklagt. Er machte geltend, daß während des Betonierens auf einem nahegelegenen Pionierübungsplatz vorgenommene Sprengungen starke Erschütterungen verursacht hätten. Dem zu so später Zeit hinzugezogenen Sachverständigen war es nicht möglich, eine ganz bestimmte Ursache des Unfalls anzugeben oder eine bestimmte Person als den Schuldigen zu bezeichnen. Das Verfahren gegen den Unternehmer ist daher eingestellt worden. L.—M.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

ZWECKMÄSSIGKEIT UND WIRTSCHAFTLICHKEIT DES EISENBETONS BEI DEN BAUTEN DER EISENBAHN.*)

(Schluß aus Heft XII. 1914. S. 399.)

Die Verwendung des Eisenbetons im Brückenbau hat zur Stellung und Beantwortung von Fragen Veranlassung gegeben über:

- a) Die Verwendung einbetonierter Walzträger bei Neubauten bzw. bei Umbauten im Betriebe.
- b) Die Spannweite bei Platten, Plattenbalken und Gewölben bei Eisenbahnbrücken sowie ihre Wirtschaftlichkeit gegenüber reinen Eisenbauten.
- c) Die Bevorzugung und Bewährung der verschiedenen Systeme im Betriebe und ihre Wirtschaftlichkeit.
- d) Das Auftreten von Zug- und Schwindrissen und die Mittel hiergegen.
- e) Die spätere nachträgliche Verstärkung und die etwaige Rücksichtnahme hierauf bereits beim Entwurf.
- f) Den Ersatz der Auflagersteine eiserner Brücken durch Beton oder Verbundkörper, die Gründe und Erfolge für derartige Anordnungen, und endlich,

g) die Erhaltungskosten der Eisenbetontragwerke gegenüber reinen Eisenbauten.

In Beantwortung der Frage a wird von den Berichterstattern hervorgehoben, daß einbetonierte Walzträger bis rund 13,5 m l. W. für Eisenbahn- und Straßenbrücken mit bestem Erfolge Verwendung gefunden haben. Als Vorzüge derartiger Brücken werden besonders hervorgehoben: Die geringen Unterhaltungskosten, die gute Schalldämpfung, die einfache und billige Ausführung, die Feuersicherheit, die Durchführung der Bettung, das ruhige Befahren, die leichte Ausführbarkeit einer Gleisverschiebung und die verminderte Gefahr bei Entgleisungen.

Nach Erfahrungen der Kgl. Sächsischen Staatseisenbahn sind allerdings in wirtschaftlichem Sinne derartige Brücken mit einbetonierten Walzträgern nur bei beschränkter Bau- und Rüstungshöhe gegenüber einer normalen Verbundkonstruktion als zweckmäßig befunden worden, da sich bei ihnen die Schalung unmittelbar an die I-Eisen anhängen läßt.

Auf wasserdichte Abdeckung ist besonders zu achten; hier hat sich neben einem glatten Verputz von mit Dichtungsmitteln versetztem Zementmörtel, die Anwendung von Naturasphaltpplatten mit Gewebeeinlagen oder Filz, bzw. eine Abdeckung von 2—3 cm fettem Zementmörtel, darauf Asphaltfilz oder dgl. mit Teeranstrich und einer in Sand

*) Auf Grund einer Sonderveröffentlichung im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens in technischer Beziehung. — Fachblatt des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen, herausgegeben vom Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen nach den Beschlüssen der XXI. Techniker-Versammlung in Teplitz-Schönau am 17./19. Juni 1914. Wiesbaden, C. W. Kreidels-Verlag 1914. Preis M. 10.—.

verlegten Ziegelflächschicht bewährt. Ein Zusatz von Traß zum Zement hat auch hier seine Eigenschaft, den Beton wasserdichter zu machen, erwiesen. Bei besonders breiten Brücken sind Trennungsfugen, parallel den Trägern, notwendig, allein schon wegen des ungleichmäßigen Durchbiegens der einzelnen Brückenteile bei verschiedenen starker Belastung. Ein Einbau im Betriebe an der endgültigen Stelle hat sich als nicht möglich erwiesen; hier war entweder eine Gleisverschiebung, eine Betriebsaussetzung oder der Zusammenbau der Brückentafel seitlich des Verwendungsortes und deren Einschieben nach 4—5 Wochen Erhärtung nicht zu umgehen.

Die Beantwortung der Frage b zeigt, daß Platten und Plattenbrücken nur für kleinere Stützweiten, erstere in Deutschland nur bis zu 5 m (in Württemberg), letztere bei uns bis zu 10 m, in Österreich-Ungarn bis zu rd. 12,0 m zur Ausführung gelangt sind. Ebenso ist zu erkennen, daß im Vergleiche zu Eisenbrücken — wie es ja auch allbekannt und naturgemäß ist — gewölbte Verbundkonstruktionen nur innerhalb mäßiger Spannweiten verwendet werden. In Deutschland bilden — soweit die Mitteilungen vorliegen — die Weiten von 30,0, den Größtwert, während man in Österreich-Ungarn bis zu 60,0 gegangen ist (Viadukt auf der Linie Fogaras—Brasso). Wenn auch die Baukosten, innerhalb der vorgenannten Grenzen, als geringer angegeben werden, ebenso die Unterhaltungskosten, so kann doch im wirtschaftlichen Sinne, im besonderen über Grenzwerte, bis zu denen dem Verbundbau eine Vorzugsstellung gebührt, ein Urteil nicht abgegeben werden.

Frage c ist nur von wenigen Verwaltungen beantwortet worden, unter denen allerdings Be- hörden mit großem Wirkungskreis wie die Eisenbahndirektion Berlin, die Württembergische Staatsbahn, das österreichische Eisenbahnministerium, die Ungarische Staatsbahn sich befinden.

Überall haben sich die Brücken gut bewährt, sei es, daß sie mit Stirnmauern ausgeführt sind, oder die Fahrbahn von durchgehenden Querwänden oder Pfosten gestützt wird. Wenn auch der Kostenunterschied gegenüber reinen Eisenbauten oft als nicht erheblich bezeichnet wird, sprechen doch in diesem Sinne günstig die geringeren Unterhaltungskosten der Verbundbauweise.

Zug- und Schwindrisse, mit denen sich Frage d befaßt, sind nur von der Hälfte der Verwaltungen, die auf diese Frage eingehen, beobachtet worden, während die andere Hälfte überhaupt keine Risse oder nur solche ohne Bedeutung bemerkt hat.

Über den Grund des Auftretens der Risse gehen die Ansichten ziemlich weit auseinander; die wichtigeren sind: Zu große Belastung oder zu zeitige Inanspruchnahme, nicht einwandfreie Durchbildung, nicht ausreichende Berücksichtigung

der Temperaturspannungen oder unzulängliche Vermeidung durch konstruktive Maßnahmen. Gegen ein Eindringen von Feuchtigkeit und Rauchgasen hat sich das Einspritzen von dünnflüssigem Zementbrei in die Risse, auch nach deren Ver kittung mit Zementmörtel ein Anstrich mit Öl- oder Calcifarbe gut bewährt. Auch wird Bleifluat (bei den Reichseisenbahnen) zur Verhinderung einer Einwirkung der Rauchgase zum Anstrich verwendet. Risse in der Übermauerung der Kämpfer sind i. d. R. offen gelassen, und nur, um das Eindringen des Tageswassers zu verhindern, wasserdicht abgedeckt worden (z. B. durch Eisenplatten, verwendet vom österreichischen Eisenbahn-Ministerium).

Bei Frage e, die nachträgliche Verstärkung der Verbundbrücken behandelnd, sprechen sich die meisten Verwaltungen dahin aus, daß schon beim Entwurfe auf eine Zunahme der Verkehrslasten Rücksicht genommen werden müsse, umso mehr als die Mehrkosten nicht stark ins Gewicht fallen. Erfahrungen über nachträgliche Verstärkungen liegen noch nicht vor.

Auflagersteine der Brücken — Frage f — in Beton oder Eisenbeton herzustellen, oder die oberen Teile der Pfeiler in diesem Baumaterial auszuführen, ist vielseitig mit gutem Erfolge durchgeführt worden. Hier kommt in Frage der Ersatz schadhaft gewordener Naturquader durch Verbund- oder Betonkörper, die entweder unmittelbar auf dem Unterbau aufbetoniert wurden, (wobei das schwierige Versetzen fortfällt, aber der Quaderersatz auch länger dauert), oder fertig erhärtet anzuschließen waren. Solche Quadern sind auch in vielen Fällen billiger als Natursteine befunden worden und haben zudem den Vorteil, daß sie in erheblichen Größen erzeugt werden können, sodaß eine sichere Lage der Steine und eine hierdurch bedingte Verringerung der dynamischen Inanspruchnahme des unteren Pfeilermauerwerkes bedingt sind. Durchlaufende Unterstützung der Brücken im oberen Pfeilerteil durch Verbundkörper, namentlich solche mit alten Eisenbahnschienen sind an Stellen besonders zweckmäßig, an denen es auf eine sehr gleichmäßige Verteilung der Lasten auf den Pfeilerunterteil, wie bei nicht sehr gutem Material oder bei nicht sehr tragfähigem Baugrund, ankommt. Auch wird erwähnt, daß in Bergwerks- gegenden die Aufhöhung der Betonlagersteine bei notwendiger Hebung des Brückenüberbaues leicht und organisch ausgeführt werden kann.

Auf Frage g betr. Erfahrungen über die Erhaltungskosten der Verbundbauten gegenüber Eisenbauten läßt sich im allgemeinen noch keine abschließende Antwort geben. Nur soviel zeigt sich, daß i. d. R. die Unterhaltungskosten erheblich geringer als wie bei gleichwertigen Eisenbauten sind. Als günstig werden Anstriche

an den der Witterung ausgesetzten Betonflächen bezeichnet (mit Öl- und Calcitfarben, auch dünnem Zementbrei). Von einer Seite wird auch darauf hingewiesen, daß u. U. die durch die schnell-fahrenden Züge entstehenden Erschütterungen ungünstig auf die Unterhaltung der Verbundbrücken im Laufe der Zeit einwirken können, wenn auch bis jetzt derartige Beobachtungen noch nicht vorliegen.

Ein dritter Hauptteil der Untersuchungen erstreckt sich auf den Oberbau. Die hier zur Erörterung gestellten Fragen befassen sich mit Schwellen, ihren Beschaffungs-, Verlegungs- und Unterhaltungskosten, ihrer Bewährung namentlich in Schnellzugsgleisen, mit der Schienenbefestigung, der Lebensdauer, etwa aufgetretenen Zerstörungserscheinungen und deren Gründen. Die hier gegebenen Antworten lassen erkennen, daß bei der im allgemeinen noch kurzen Dauer der mit Eisenbetonschwellen gemachten Versuche und der i. d. R. kurzen Länge einzelner Versuchsstrecken ein endgültiges Urteil über die Bewährung noch nicht abgegeben werden kann, wenn sich auch heute schon herausgestellt hat, daß Verbundschwellen — besonders in Schnellzugsgleisen — allen Anforderungen nicht zu entsprechen vermögen — wenigstens in den bisher üblichen Ausführungsformen. Ebenso ist noch keine einwandfreie Antwort auf die Kostenfrage und die Gründe eingetretener Zerstörungen zu geben.*)

Der vierte und letzte Teil der Erhebungen befaßt sich mit Eisenbahnhochbauten.

Die hier gestellten Fragen behandeln:

- a) Die Art der Verbundhochbauten im Gebiete des Eisenbahnwesens oder deren Teile, für die bisher Eisenbeton mit Vorteil angewendet wurde.
- b) Die Unterhaltungskosten bei solchen Bauten im Vergleich zu anderen Bauweisen.
- c) Die nachträgliche Umgestaltung solcher Bauten, die hierbei auftretenden Kosten und Übelstände.
- d) Verhalten bei Kälte, Wärme, Feuchtigkeit Frost, sowie gegen Schallübertragung.
- e) Isolierung in besonderen Fällen, ihre Art und Bewährung.
- f) Abdeckung der in Verbundbauweise ausgeführten Dachflächen.
- g) Bewährung von Bahnsteighallen und Bahnsteigdächern in Eisenbeton.

*) Versuche sind nur in Bayern, von Seiten der Eisenbahndirektion Danzig, in Sachsen und in Österreich-Ungarn vorgenommen worden. Im besonderen haben meist die Schienenbefestigung und die Widerstandsfähigkeit der Schwelle am Schienenaufleger zu Bedenken Veranlassung gegeben. Nur seitens der Danziger Direktion wird die Befestigung der Schienen (nach 23/4-jährigem Betriebe) als gut bewährt bezeichnet. Hier handelt es sich jedoch nur um wenige Schwellen. Die Befestigungsart war von Geh. Baurat Bräuning angegeben.

- h) Güterschuppen in Verbundbau, sowie dessen Eignung zu mehrgeschossigen Bauten dieser Art sowie zu Speichern und Lagermagazinen.
- i) Ladebühnen, Lokomotivschuppen, Wagenschuppen in Verbundbau, Erfahrungen hierbei über Rauchschäden, Rauchkanäle, Schornsteine in Eisenbeton.
- k) Kohlenlager, Kohlenrutschen, Kohlenbunker und ihre Abnutzung.
- l) Anwendung im Werkstättenbau, Anbringung von Transmissionen und dgl., Einwirkung dynamischer Beanspruchungen.
- m) Wasserbehälter in Verbundbau, deren dauernde Dichthaltung, etwaige chemische Einwirkung des Wassers auf den Beton und Schutzvorrichtungen hiergegen; die Zweckmäßigkeit solcher Bauten.
- n) Die Heranziehung von Eisenbeton unmittelbar als Fußboden, seine Abnutzung bzw. besondere Fußbodenbeläge, namentlich für Werkstätten und Lagerräume.

Aus den eingegangenen Beantwortungen sind die nachfolgenden Gesamtergebnisse und Schlussfolgerungen abgeleitet:

- a) Die Verwendung des Eisenbetons bei Hochbauten der verschiedensten Art im Eisenbahnwesen kann als eine ganz allgemeine bezeichnet werden. Hierzu haben geführt die geringen Kosten, die rasche Ausführbarkeit, große Feuersicherheit, bedeutende Widerstandsfähigkeit gegen äußere Einflüsse aller Art. Änderungen bereiten große Schwierigkeiten, Verstärkungen einzelner Teile und ganzer Konstruktionen sind oft fast nicht ausführbar. Beste Baustoffe und tadellose Ausführung durch vertrauenswürdige Unternehmer ist auch hier die Hauptsache für einen dauernden Bestand und geringe Unterhaltungskosten.
- b) Die Unterhaltungskosten sind gegenüber anderer Bauweisen sehr gering, soweit sich zurzeit schon beurteilen läßt.
- c) Schon bei a) ist auf die Schwierigkeit bzw. oft eintretende Unmöglichkeit von Umänderungsbauten größeren Umfanges hingewiesen; nicht unerhebliche Mühe macht zudem schon die Durchführung von Rohren und Leitungen durch fertige Verbundbauteile. Deshalb sollten von vornherein in diesen für spätere derartige Durchführungen Öffnungen vorgesehen werden. Bei größeren Umänderungen sind genaue statische Ermittlungen nicht zu umgehen.
- d) Bezüglich der Temperatureinflüsse sind die Erfahrungen in der großen Mehrzahl günstig; genügender Schutz gegen klimatische Einflüsse scheint auch ohne besondere Maßnahmen vorhanden zu sein, ausgenommen dünnwandige Wasserbehälter. Ebenso sind bei ungenügender Stärke der Eisenbetonumfassungen von

bewohnten oder für Bureauzwecke benutzten Räumen Schutzvorrichtungen geboten. Die Frage der Schallsicherheit wird nur zum Teil günstig beurteilt, wenn auch nach den mitgeteilten Erfahrungen ein besonderer Schutz entbehrlich erscheint.

- e) Besondere Isolierungen sind nur in wenigen Einzelfällen notwendig geworden und alsdann meist durch Korkplatten, einfache oder doppelte und Zwischenfüllung von Korkgries, auch durch die bekannte Prüssche Patentwand, bewirkt worden. Bei Wasserbehältern ist auch eine doppelwandige Umfassungswand mit Torfmüllfüllung ausgeführt worden, desgleichen eine äußere 8 cm starke Schlackenbetonschicht, der Korkstückchen beigemischt waren; auch hat sich in einem Falle ein poröser Vorsatz im Innern von 5 bis 6 cm Stärke gut bewährt. Bei Dachdecken sind in deren Innerem zu gleichem Zwecke Hohlräume angeordnet, auch Rabitzdecken unterspannt worden. Bei Zwischendecken hat guten Erfolg gezeitigt: Linoleumbelag mit oder ohne Korkunterlage, eine 6 cm starke Hordlage (bei Decken unter nicht benutzten Dachräumen), endlich bei sehr starkem Geräusch, wie z. B. über Telegraphenräumen, eine Abdeckung mit 5 cm dicken Zementholzdielen, auf 10 mm starker Quarzsandschicht gelagert und mit Linoleum abgedeckt.

- f) Im allgemeinen ist eine doppelagige Dachpappe zweckmäßig oder an ihrer Stelle Ruberoid,*) das bei steilerer Dachfläche sogar vorzuziehen ist, ferner Asphaltfilz und dergleichen. Ein Aufnageln der Pappe bei Bimsbetondächern läßt sich bei genügend dickflüssigem Klebemittel vermeiden, während bei dünnflüssiger Beschaffenheit dieses ein Durchdringen des Bimsbetons beobachtet wurde.

In Einzelfällen wurde zudem ausgeführt: Holzzementabdeckung (schwer und in südlichen Landstrichen erweichend), Ziegeldeckung (aus architektonischen Gründen geboten, stets gut zu lüften), Natur- und Eternitschieferdeckung. Auch sind besonders steile Dachflächen ohne besondere Eindeckung belassen und nur mit wasserdichten Anstrichen versehen worden, unter denen Siderosthen-Lubrose hervorzuheben ist.

- g) Größere Hallenbauten in Eisenbeton finden sich erst in neuerer Zeit und gestatten noch keine allgemeine Beurteilung; hingegen kann die Verbundbauweise bei der Errichtung von Bahnsteigdächern seit längerer Zeit als durchaus bewährt bezeichnet werden, wenn auf die ausreichende Entwässerung der

Dachflächen und eine genügende Zahl von Ausdehnungsfugen Rücksicht genommen wird. Alsdann sind auch die Erhaltungskosten sehr gering gewesen. Ein Nachteil ist die Rüstung unter den Hallen während des Baues, die keinen oder nur einen sehr beschränkten Verkehr unter dieser zuläßt. Bei mehreren Verwaltungen ist die Verwendung des Eisenbetons nur auf die Dachhaut der tragenden Eisenkonstruktion beschränkt, trotz Bewährung aber hin und wieder verlassen und durch das leichtere Holz ersetzt.

- h) Güterschuppen in Eisenbeton sind gegenüber der bisher üblichen Bauweise durch die Einheitlichkeit ihrer Herstellung, die Überspannung weiter Räume ohne Zwischenstützen, die Möglichkeit, weit herausragende Vordächer zu erzeugen und nicht zum mindesten in anbetracht ihrer Feuersicherheit vorteilhaft. Da aber bei Güterschuppen nicht selten Hand in Hand gehend mit der Erweiterung der Bahnanlagen eine Verlegung notwendig wird, die bei der Verbundbauweise mit dem Zerstören und Abtragen des ganzen Bauwerkes gleichbedeutend ist, wird eine eingehende Prüfung in dieser Hinsicht notwendig. Lagerhäuser und Materialmagazine mehrstöckiger Art sind bisher nur in wenigen Fällen im Verbundbau errichtet; hier spielt aber bezüglich der Wirtschaftlichkeit der Gesamtanlage ebenfalls die Frage späteren Ausbaues, etwaiger Erweiterung oder Umgestaltung eine ausschlaggebende Rolle, auch im Hinblick auf spätere Bahnhofserweiterungen.

- i) Eisenbetonladebühnen und -laderampen stellen sich, soweit Erfahrungen vorliegen, in der Ausführung und Unterhaltung billiger als entsprechende Ausführungen in Beton oder Mauerwerk. Lokomotivschuppen sind sowohl vollkommen in Verbundbau als auch nur zum Teil in solchem errichtet (in Sachsen Pfeiler und Stützen bei ringförmiger Bauart). Über Schädigung durch den Rauch wird nicht geklagt, auch ist die Wärmehaltung bei ausreichend bemessenen Wandstärken i. d. R. als gut bezeichnet; naturgemäß ist auch hier die Abgabe einer endgültigen Beurteilung noch nicht angängig. Über die Bewährung der Eisenbetonkanäle für die zentrale Rauchabführung gehen die Urteile der einzelnen Verwaltungen sehr weit auseinander. Während Bayern in seinen Lokomotivschuppen (in Augsburg und Lindau) seit 15 Jahren die besten Erfahrungen gemacht hat und hier keine Unterhaltungskosten verursacht, also auch schädliche Einflüsse der Rauchgase nicht zu bemerken waren, haben sich in Sachsen diese Kanäle im allgemeinen nicht bewährt (abgesehen von vereinzelt

*) Ruberoid hat sich bei einer Verwaltung sogar bei Neigungen von 1:1,1 seit $1\frac{1}{2}$ Jahren bestens gehalten.

Fällen), da sich schon nach kurzem Bestande umfangreiche Ausbesserungen notwendig machten; dies wird (in Sachsen) auf Rißbildung an den Innenwänden infolge schroffen Temperaturwechsels und ein Durchrosten der Eiseneinlagen unter Einwirkung der schwefeligen Säure zurückgeführt.*) Bei anderen Verwaltungen haben die Kanäle wegen ihres festen Anschlusses an der Dachkonstruktion keine guten Erfolge gezeitigt; hier wird — wenn man nicht wie im österreichischen Eisenbahnministerium von vornherein wegen des hohen Eigengewichtes solche Verbundrauchkanäle vermeidet — ein gelenkartiger Anschluß empfohlen (Direktion Essen).

Von Ausführungen der zugehörnden Schornsteine in Eisenbeton werden nur vier Fälle erwähnt, bei deren Hälfte sich die Bauart nicht besonders bewährt hat, weil infolge der starken Abkühlung der dünnen Betonwandungen der Zug im Schornstein beim Anheizen der Lokomotiven zu schwach ist.

k Kohlenlager mit Verbundumfassungswänden können als gut bewährt — auch hinsichtlich ihrer Abnutzung — bezeichnet werden; bei Rutschen und Bunkern liegen erst wenige Erfahrungen vor, welche aber ebenfalls auf eine durchaus gute Bewährung hindeuten. In einem Falle (Hauptbahnhof Leipzig) sind die Siloböden zum Schutze mit Eisenklinkern abgedeckt.

l) Die Verwendung von Eisenbeton im Werkstattbau ist eine sehr vielseitige. Hier kommen in Frage: Dachdeckung in Platten, auch aus Bimsbeton, Zwischendecken, die oft Arbeitsmaschinen tragen, Stützen, auskragende Galerien, auch ganze Anlagen. Der Verbundbau hat sich auch hier bestens bewährt. Die Schwierigkeiten, von denen die Berichte bezüglich des Anbringens von Transmissionen sprechen, dürften sich in Zukunft bei Verwendung der neuzeitlichen patentgeschützten Hohlprofilen beheben lassen. Dynamische Beanspruchungen haben eine nachteilige Einwirkung auf den Verbund nicht erkennen lassen.

m) Die aus Eisenbeton hergestellten Wasserbehälter haben allseitig den Erwartungen entsprochen und sind auch — mit ganz wenigen Ausnahmen — vollkommen dicht geblieben. Neben guter Herstellung und Zu-

lassung nur mittlerer Beanspruchungsgrößen ist diese Dichtigkeit auch durch einen glatten mit Eisen gebügelten Zementverputz 1:1, der zweckmäßig trocken auf die noch feuchte Behälterwandung aufgebracht wird oder durch besondere Anstriche bewirkt worden. Unter diesen nimmt Siderosthen eine bevorzugte Stellung ein, daneben Ferroidzement Inertol, Preolit. Von Zumengungen zum Beton, um diesen wasserdicht zu machen, werden als bewährt Biber und Ceresit genannt. Bei österreichischen Ausführungen mit durch einen Balken- und Plattenrost gestütztem ebenen Boden und zylindrischem Behälter hat es sich als zweckmäßig erwiesen, zwischen Behälterboden und der anschließenden Unterkonstruktion eine starke unbesandete Dachpappe einzulegen, damit etwa eintretende kleinere Bewegungen des Rosttragwerkes nicht auf den Behälterboden übertragen werden und zu Rissen Veranlassung geben. Bei Intzebehältern ohne besonderen Umgang außerhalb des Behälters hat sich gegenüber dem Einfrieren des Wassers eine besondere Isolierschicht aus Schlackenbeton mit Korkschnittbeimengung bewährt. Allseitig umschlossene Wassertürme sind gegen Frostwirkung zweckmäßig mit einer an besonders kalten Tagen anzustellenden Heizung versehen worden.

Eine ungünstige chemische Einwirkung des Wassers auf die Verbundbehälter ist nicht beobachtet worden; gegen sie würde ein Siderosthenanstrich ein wirksames Mittel bilden.

Wassertürme in ihrem Gesamtaufbau in Eisenbeton herzustellen, wird im allgemeinen als zweckmäßig bezeichnet, wenn nicht etwa Bahnhofserweiterungen eine Verlegung in absehbarer Zeit als möglich erscheinen lassen; naturgemäß spricht hier auch die Wirtschaftlichkeit, namentlich gegenüber dem Eisenbau, mit, die mit größer werdender Druckhöhe den letzteren als zweckmäßiger zeigt.

n) Die unmittelbare Verwendung der Verbunddecken als Fußboden ist nur bei geringem Verkehr und an untergeordneten Stellen üblich und zuzulassen. In Werkstätten und Lagerräumen wird als besonders bewährter Belag Asphalt bezeichnet, der in Form von Guß oder Stampfasphalt, als fertige Platte oder Preßasphaltilz Verwendung findet; daneben werden auch mit gutem Erfolge benutzt: Zementestrich, Holzpfaster und Holzdielen.

M. F.

*) Gegenwärtig werden bei der oben genannten Verwaltung die Rauchkanäle mit Eternitwandungen hergestellt, die sich bis jetzt gut bewährt haben.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplare des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.